



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**PREDICCIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE  
DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS EN EDIFICACIONES  
CIMENTADAS SOBRE SUELO FIRME Y DE TRANSICIÓN**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA**

**ALFONSO TORRES DELGADO**

**Asesor: Dr. Darío Rivera Vargas**

# ÍNDICE

## 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo y Alcance	4
1.3 Descripción del Trabajo	4

## 2. DAÑOS OBSERVADOS EN LAS CONSTRUCCIONES POR SISMO Y CATÁLOGO DE SISMOS ESTUDIADOS

2.1 Antecedentes de daños por sismo	5
2.2.1 Construcciones cimentadas en suelo firme	7
2.1.2 Construcciones cimentadas en suelo de transición	16
2.2 Catálogo de sismos	20
2.2.1 Criterios para la selección de los acelerogramas	20
2.2.2 Errores en las señales	21
2.2.3 Procesamiento de las señales	22
2.2.4 Acelerogramas para suelos firmes y de transición	23
2.3 Discusión sobre la medición del periodo de vibración del sitio	24

## 3. IMPORTANCIA DE LA PREDICCIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS

3.1 Filosofías de diseño tradicionales	25
3.2 Filosofías de diseño recientes	26
3.3 Reflexión Final	27

## 4. REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA PREDECIR DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO

4.1 Respuesta no lineal de las edificaciones ante la acción del sismo	29
4.2 Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo	32
4.3 Métodos aproximados	33
4.3.1 Métodos basados en factores de modificación de desplazamientos ( $C_{\mu}$ )	33
4.3.2 Métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R_{\mu}$ )	34
4.3.2.1 Nasar y Krawinkler (1991)	35
4.3.2.2 Miranda (1993)	35
4.3.2.3 Ordaz y Pérez (1998)	36
4.3.2.4 Miranda y Báez (1998)	36
4.3.2.5 Arroyo y Terán (2002)	37
4.4 Criterios de las NTC-Sismo del RCDF (2004)	38
4.5 Resultados	45
4.5.1 Procedimiento de evaluación de los criterios	44

4.5.2 Resultados obtenidos de los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento ( $C\mu$ )	45
4.5.3 Resultados obtenidos de los métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R\mu$ )	46
4.5.4 Resultados obtenidos de los criterios de las NTC-Sismo (2004)	55
<b>5. ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	
5.1 Análisis del error con la variación de la ductilidad, $\mu$	61
5.2 Análisis del error por región espectral	63
<b>6. CONCLUSIONES</b>	67
<b>REFERENCIAS</b>	71
<b>ANEXOS</b>	
Anexo A Registros Sísmicos medidos en la Zona Firme y de Transición de la Ciudad de México	77
Anexo B Análisis de Periodos de Vibración Natural del Terreno	85
Anexo C Desplazamiento Máximo del Terreno	93
<b>ANEXOS EN FORMATO DIGITAL</b>	
Anexo D Gráficas de los Métodos Aproximados	
Anexo E Cálculo de los Errores Logarítmicos de los Métodos Aproximados	
Anexo F Gráficas de los Criterios de las NTC-Sismo (2004)	
Anexo G Cálculo de los Errores Logarítmicos de los Criterios de las NTC-Sismo (2004)	

# CAPÍTULO

# 1

## INTRODUCCIÓN

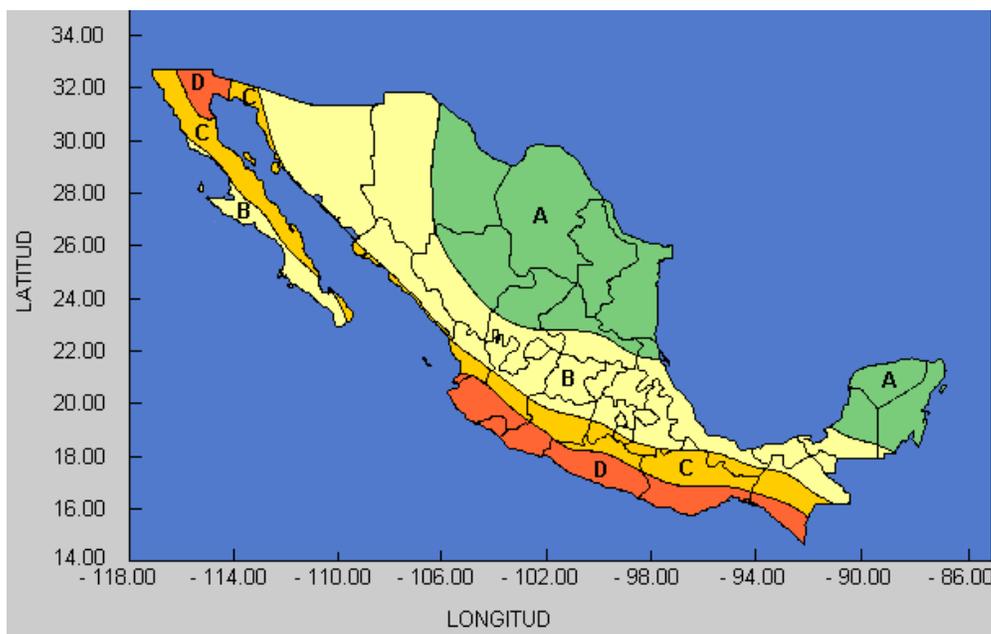
### 1.1 Antecedentes

En el contexto de la sismicidad mundial México tiene, en buena parte de su territorio, un alto nivel de exposición al peligro sísmico por encontrarse asociado al Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las más importantes zonas generadoras de temblores. Particularmente, la mayoría de los sismos mexicanos de gran magnitud tienen su origen relativamente cerca de la superficie (profundidades focales menores de 40 km) y frecuentemente sus epicentros se ubican cerca de áreas densamente pobladas.

Así, los efectos destructivos son consecuencia más que del tamaño del temblor al escaso conocimiento de la sismicidad en áreas específicas y de la falta de preparación de la sociedad. De acuerdo con la experiencia a nivel mundial, la herramienta más útil para disminuir el riesgo por sismo es la correcta utilización de las normas de construcción sismorresistente. Paralelamente, el desarrollo constante de la cultura de protección civil tendrá como resultado una sociedad orientada hacia la acción preventiva, corresponsable en un sentido amplio y, en consecuencia, menos vulnerable. (CENAPRED, 2003).

Como consecuencia de esto, la República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas de acuerdo al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), el cual destina una parte al diseño sísmico de las edificaciones. Para realizar esta división (Figura 1.1) se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, tales como grandes sismos que se describen en evidencias históricas y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo.

Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un evento de esta índole. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones (CFE, 1993).



**Figura 1.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 1993)**

De igual manera dispone de una zonificación sísmica de la Ciudad de México (Figura 1.2) conforme a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2004) en la que se distinguen tres zonas de acuerdo al tipo de suelo:

- Zona I, firme o de lomas: localizada en las partes más altas de la cuenca del valle, está formada por suelos de alta resistencia y poco compresibles.
- Zona II o de transición: presenta características intermedias entre la Zonas I y III.
- Zona III o del lago: localizada en las regiones donde antiguamente se encontraban lagos (Lago de Texcoco, Lago de Xochimilco). El tipo de suelo consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas.

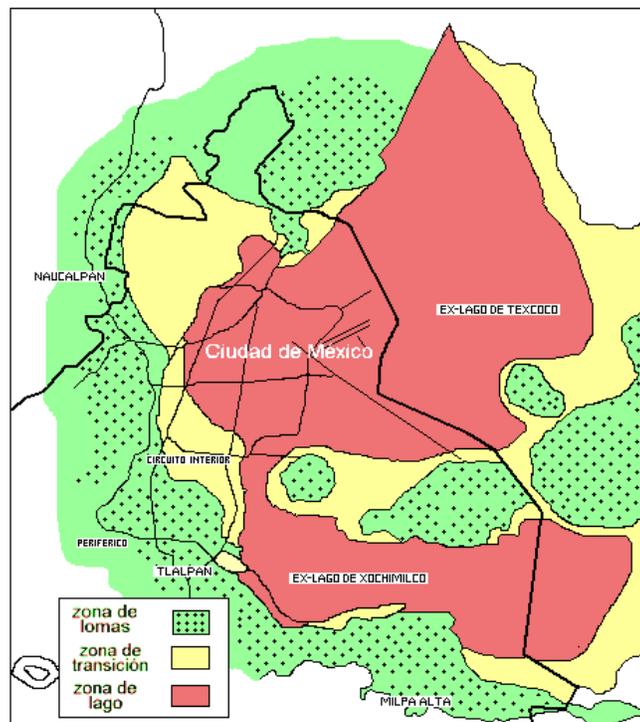
Debido a la gran actividad sísmica en la República Mexicana, que desde luego repercute en las características especiales de sismicidad que presenta el Valle de México, es imprescindible garantizar un buen desempeño de las edificaciones a fin de evitar lamentables siniestros como los ocurridos en 1985.

Desde la década de los 70's se han estado desarrollando nuevas filosofías de diseño sísmico tendientes a buscar procedimientos más racionales y confiables. A este respecto, el diseño basado en desplazamiento surge como una metodología apropiada para cumplir los objetivos de diseño para diferentes niveles de desempeño.

Uno de los aspectos básicos del diseño sísmico basado en desplazamiento es la estimación de las demandas sísmicas de desplazamiento inelástico, con lo cual se puede proveer a los elementos estructurales del detallado conveniente para satisfacerlas.

Por lo novedoso del tema no se tienen claros los criterios para lograr predecir de manera aproximada el desplazamiento inelástico que pueda experimentar la estructura. Por consiguiente, se hace necesario desarrollar investigaciones sobre esta temática a fin de lograr definir el método más preciso en la estimación de la demanda y de fácil aplicación para buscar que en el futuro se pueda implementar en la práctica profesional.

A este respecto se tiene el trabajo desarrollado por Rivera (2005), en el cual se hizo una revisión sobre los métodos disponibles para evaluar las demandas de desplazamiento inelástico en edificaciones ubicadas en suelos blandos, por lo que falta estudiar las construcciones cimentadas sobre suelos firmes y de transición.



**Figura 1.2 Zonificación de la Ciudad de México (NTC-Sismo, 2004)**

## 1.2 Objetivo y Alcance

**Objetivo:** Analizar los criterios disponibles en la literatura para calcular las demandas sísmicas de desplazamientos inelásticos en las edificaciones y establecer el método que tenga mejor predicción para el caso de construcciones cimentadas sobre suelos rígidos (firmes) y de transición.

**Alcance:** El estudio se limitó a señales sísmicas registradas en el Valle de México. De igual manera se limitó a analizar los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento ( $C_{\mu}$ ) y los basados en reducción de resistencia ( $R_{\mu}$ ), excluyéndose los métodos basados en linealización equivalente debido a su poca aplicación en la práctica de diseño.

## 1.3 Descripción del Trabajo

En el Capítulo 2 se presenta un panorama de los graves daños que generan los sismos tanto en terreno firme como de transición, de igual forma se muestra un catálogo de sismos empleados, así como el proceso que requirieron las señales para su correcto análisis y los posibles errores que éstas pueden presentar.

El Capítulo 3 trata sobre las filosofías de diseño tradicionales, que se comparan con las filosofías recientes, con objeto de reflexionar sobre la necesidad de evolución en el diseño sísmico de las construcciones, viendo al diseño basado en desplazamiento como una alternativa viable para garantizar diferentes niveles de desempeño de las construcciones.

El Capítulo 4 describe cada uno de los aproximados para estimar demandas de desplazamiento inelástico, así como los resultados obtenidos de dichos métodos y de los derivados de las propuestas de las NTC-Sismo (2004).

En el Capítulo 5 se hace un análisis de los resultados obtenidos en el Capítulo 4, basándose en un grupo de gráficas que resumen el nivel de error que ofrecen estos métodos al variar la ductilidad esperada, así como el periodo natural de vibración de la estructura.

En el Capítulo 6 se muestran las conclusiones y recomendaciones finales derivadas del trabajo.

# CAPÍTULO

## 2

### DAÑOS OBSERVADOS EN LAS CONSTRUCCIONES POR SISMO Y CATÁLOGO DE SISMOS ESTUDIADOS

#### 2.1 Antecedentes de daños por sismo

Como es bien sabido, los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la Tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos es la ruptura y fracturamiento de las rocas en las capas exteriores de la Tierra.

En el interior de la Tierra ocurre un fracturamiento súbito cuando la energía acumulada excede la resistencia de las rocas. Al ocurrir la ruptura, se propagan desde el interior de la Tierra una serie de ondas sísmicas que al llegar a la superficie propician temblores. Generalmente, los sismos ocurren en las fallas geológicas que son zonas de debilidad de la corteza terrestre. Existen también sismos menos frecuentes causados por la actividad volcánica y temblores artificiales ocasionados por la detonación de explosivos.

Durante el fenómeno, las ondas sísmicas se alejan del foco propagándose por el interior de la tierra, produciendo vibraciones en la superficie. Por ejemplo, el sismo del 19 de septiembre de 1985, cuyo epicentro se ubicó en la costa de Michoacán, fue sentido a distancia de hasta 1,000 km del epicentro (SSN, 2008).

En el caso de la Tierra existen fundamentalmente dos tipos de ondas sísmicas internas, es decir, vibraciones que se propagan en el interior de la tierra las cuales se conocen como ondas compresionales o longitudinales y ondas de corte o cizallamiento. Las ondas compresionales, llamadas **P** en la terminología sismológica, comprimen y dilatan el medio donde se propagan en una dirección de propagación del frente de ondas. El segundo tipo de ondas que se propagan en sólidos son las ondas de corte., llamadas ondas **S**. En este caso la deformación que sufre el sólido es en dirección perpendicular a la trayectoria del frente de ondas (SSN, 2008).

La velocidad de propagación de las ondas en el interior de la Tierra varía, dependiendo de la densidad y de las propiedades elásticas de las rocas. En rocas típicas de la corteza terrestre las ondas **P** se propagan a velocidades promedio entre 4.5 y 6.5 km/s, mientras que en el núcleo de la tierra, a profundidades de 6,000 km, la velocidad de las ondas **P** alcanzan hasta los 15 km/s. La velocidad de las ondas **S** ( $V_s$ ) es menor que la de las ondas **P** ( $V_p$ ), por lo que la relación aproximada entre ambas velocidades es:

$$V_p = 3V_s.$$

Como viajan más rápidamente, las ondas **P** son registradas antes que las ondas **S**; es por ello que en sismología a las ondas compresionales se les llama ondas primarias (**P**) y a las ondas de corte, que arriban más tarde, ondas secundarias (**S**).

Además de las ondas internas **P** y **S** existe otro tipo de ondas que se propagan sobre la superficie de la tierra a velocidades menores llamadas ondas superficiales (SSN, 2008).

Ahora bien, teniendo noción de lo que es un sismo, se puede mencionar que las consecuencias derivadas de dicho fenómeno dependen de su intensidad y del tipo de suelo sobre el que se propaga la onda. Así, la superficie terrestre puede sufrir ascensos, descensos, hundimientos, agrietamientos o deslizamientos que afecten directamente a la población de las zonas cercanas al epicentro, o en caso de un sismo de gran magnitud, las que se encuentren hasta a cientos de kilómetros.

En sismos intensos, las construcciones como casas y edificios pueden quedar totalmente destruidos, los puentes llegan a sufrir daños en los apoyos o colapsar, las calles y carreteras sufren rupturas y hasta hundimientos, las vías férreas se desnivelan y en ocasiones sufren deformaciones graves y las líneas eléctricas se dañan (llegando a producir incendios).

Específicamente en el caso de la Ciudad de México, los sismos ocasionan daños en estructuras y bardas de algunos edificios, llegando en ocasiones a presentar grietas de considerable tamaño, lo cual, al ser muy notorio, provoca una inquietud en los habitantes y el nerviosismo se apodera de la mayoría de ellos, razón por la cual salen de sus casas en busca de refugio.

A continuación se describirán los daños ocasionados por sismo en construcciones cimentadas sobre suelo firme y de transición, mejor conocidos como zonas I y II respectivamente, de acuerdo a la clasificación de las NTC-Sismo (2004), tomando como ejemplo el sismo de Tecmán, Colima, del 21 de enero de 2003, con magnitud 7.6 grados en escala de Richter, debido a la escasa información que se tiene de daños registrados en estructuras cimentadas sobre suelos firmes y de transición en el Valle de México.

### 2.1.1 Construcciones cimentadas en suelo firme

Aunque el objetivo de este trabajo no es comentar sobre los fenómenos geotécnicos que más daños causan a la población, debido a la ocurrencia de eventos sísmicos tales como deslizamientos y los flujos de tierras y rocas en laderas cercanas a centros urbanos o a obras de infraestructura, se comentarán brevemente algunos aspectos que son de interés y que merecen ser tratados en este trabajo de investigación. Durante la ocurrencia de este sismo, los deslizamientos y flujos de suelos y rocas que ocurrieron en los estados de Colima, Jalisco y Michoacán no provocaron daños graves, ni pérdidas económicas importantes, así como tampoco cobraron vidas humanas. A continuación se mencionan los casos de deslizamientos ocurridos en los tres estados cercanos al epicentro del evento sísmico.

Ocurrieron deslizamientos en las barrancas de Atenquique, en los cañones profundos del flanco oriente del Nevado de Colima. Donde se presentaron flujos de suelos y rocas, caídos y desprendimientos de materiales de origen volcánico expuestos en las laderas de los cañones. Más deslizamientos, ocasionados por el sismo, en el estado de Colima se concentraron en cortes efectuados para dar paso a los caminos y carreteras del estado. El centro SCT de Colima reportó con fecha de enero 22 de 2003, zonas de deslizamiento de tierras y rocas en los cortes de las carreteras Colima-Guadalajara, Jiquilpan-Colima, Colima-Tecomán (Figura 2.1), Ramal-La Salada, Playa Azul-Manzanillo, Libramiento Manzanillo, Manzanillo-Barra de Navidad y Manzanillo-Minatitlán (CENAPRED, 2003).



**Figura 2.1 Deslizamiento ocurrido en un corte de la carretera Colima-Tecomán**

En el estado de Michoacán se reportaron deslizamientos y caídos de suelos y rocas en laderas contiguas a vías de comunicación carretera. Los deslizamientos y desprendimientos ocurrieron principalmente en la carretera que une a los municipios de Aquila y Chinicuilá; presentándose caídos y desprendimientos de rocas de gran tamaño, como se muestra en la figura 2.2.



**Figura 2.2 Caídos de rocas en un corte de la carretera Aquila-Chinicuila del estado de Michoacán**

El puente “Manzanillo”, se localiza en la autopista Colima-Manzanillo, cuya estructura consta de vigas prefabricadas que se apoyan en columnas coladas en sitio. Los daños que sufrió esta estructura, se concentraron esencialmente en los topes pero se observó que debido al movimiento lateral de las vigas prefabricadas y al daño antes mencionado, éstas quedaron desfasadas de su posición original. Así mismo fue evidente el movimiento de los apoyos.

En las figuras 2.3, 2.4 y 2.5 se ejemplifican los daños sufridos en la estructura del puente “Manzanillo” debido al sismo registrado.



**Figura 2.3 Desfase de su posición original de las vigas precoladas del puente “Manzanillo”**



**Figura 2.4 Daño en el tope del puente “Manzanillo”**



**Figura 2.5 Evidencia del movimiento en los apoyos del puente “Manzanillo”**

Los principales daños observados en el sector vivienda se presentaron en el municipio de Ixtlahuacán, Colima, y en los estados de Jalisco y Michoacán.

Para el caso de Ixtlahuacán, se requirió de una clasificación de daños de acuerdo al informe técnico del CENAPRED (2003), que se describe a continuación:

- **Daño tipo I:** existe agrietamiento ligero de los muros de carga.
- **Daño tipo II:** existe agrietamiento severo de un número considerable de muros de carga (Figura 2.6).
- **Daño tipo III:** existe un número considerable de muros agrietados y además el colapso total o parcial de uno o varios de ellos. También puede existir el colapso total o parcial del sistema de techo (Figuras 2.7 y 2.8).

Los principales daños que se presentaron fueron en los muros interiores pues se trata de construcciones con muros de mampostería deficientemente confinados, viviendas de

mampostería simple en las que se sustituyeron los elementos confinantes de concreto (dadas y castillos) por barrotes de madera y además se observa que la mala sujeción de las tejas provocó su movimiento y la caída de gran parte del techo.



**Figura 2.6 Muros dañados en el interior de una vivienda con daño tipo II**



**Figura 2.7 Daños en exterior e interior de una vivienda con daño tipo III**



**Figura 2.8 Daños en exterior e interior de una vivienda con daño tipo III**

Para el estado de Jalisco también se propuso una clasificación de daños:

- **Daño leve:** Desprendimientos de recubrimiento, caída de algunas tejas, fisuras inclinadas en muros de mampostería con ancho menor a 2 mm, y daños menores en elementos no estructurales (Figura 2.9).
- **Daño moderado:** Agrietamiento diagonal en muros y fisuramiento incipiente en elementos de confinamiento sin poner en riesgo la seguridad estructural de la vivienda. Desplome de muros menor a 5%. Grietas verticales en esquinas (Figuras 2.10, 2.11 y 2.12).
- **Daño grave:** Colapso parcial o total de la vivienda, agrietamiento y desconchamiento del concreto de elementos confinantes (castillos) y plegamiento o fractura del acero de refuerzo. Desplome de muros mayor a 5%. Grietas inclinadas y anchas en más de la mitad de los muros (Figuras 2.13, 2.14, 2.15, 2.16, 2.17, 2.18 y 2.19).

En general, los principales daños se concentraron en las viviendas de adobe seguidos con un daño relativamente menor en las viviendas de mampostería simple (aquella que no está reforzada ni confinada con elementos de concreto reforzado o acero). También se observó daño en vivienda de mampostería reforzada con castillos y dalas de concreto reforzado, aunque éste fue en menor cantidad, y estuvo asociado a defectos constructivos o a una escasa cuantía de muros en la dirección más solicitada por el sismo.

Las viviendas de adobe dañadas o colapsadas se pueden catalogar como relativamente antiguas. Se observó un mantenimiento deficiente que originó la erosión y desgaste del adobe; incluso en algunos de los casos de colapso total se trataron de construcciones (casas y bardas) en predios abandonados.

También se pudo apreciar un nivel de daño considerable en construcciones de dos niveles. El daño se concentró en la planta baja. Al parecer es una práctica común de los pobladores construir los segundos pisos de sus viviendas sobre muros de adobe o mampostería simple sin reforzar previamente con elementos de concreto o de acero.



**Figura 2.9** Caída de tejas, agrietamiento en muros y pérdida de recubrimiento



**Figura 2.10** Agrietamiento vertical en esquinas de muros de mampostería por ausencia de elementos que los ligan a muros transversales



**Figura 2.11** Agrietamiento por flexión en viguetas de concreto reforzado



**Figura 2.12 Agrietamiento diagonal de muros**



**Figura 2.13 Corrimiento de los rollizos de madera que soportaban el sistema de techo y colapso total de la techumbre**



**Figura 2.14 Colapso total y parcial de viviendas de adobe y teja de barro**

En el estado de Michoacán los daños fueron significativos aunque menores que en Colima y Jalisco. En general, los municipios afectados en Michoacán, presentan niveles de marginalidad altos, por lo que la gran mayoría de las viviendas afectadas son de adobe o bien de mampostería simple. Los más comunes fueron el agrietamiento inclinado en muros, así como el volteo fuera del plano de los muros acompañado del colapso del sistema de techo compuesto de teja de barro sobre vigas de madera. Se observó la caída de bardas de mampostería; si bien contaban con elementos de concreto (castillos), el anclaje del refuerzo longitudinal en el cimientó no era adecuado o simplemente la cuantía de refuerzo era muy baja.

Para el caso de las construcciones de mampostería confinada, hubo construcciones con un número insuficiente de castillos o dalas que experimentaron daños, dependiendo del nivel de confinamiento en los muros. El daño se manifestó principalmente por agrietamiento inclinado en muros donde el refuerzo de concreto (castillos) no existía, o bien, no se ubicó en

los lugares necesarios, como es en los extremos de muros adyacentes a aberturas (puertas y ventanas). Este tipo de construcciones, con carencia de refuerzo en los lugares adecuados, se deben clasificar como mampostería simple. Cabe mencionar que dos aspectos más que contribuyeron al daño en estructuras de mampostería confinada fueron la mala calidad de los materiales de construcción y la falta de recubrimiento en el acero de refuerzo.



**Figura 2.15 Colapso parcial de viviendas de adobe**



**Figura 2.16 Daño en un muro de adobe a causa de una mala liga del castillo y la dala de cerramiento**



**Figura 2.17 Bardas de mampostería con defectos en el refuerzo**



**Figura 2.18 Daños en viviendas de mampostería simple**



**Figura 2.19 Daños severo en viviendas de mampostería no confinada**

### 2.1.2 Construcciones cimentadas en suelo de transición

Como en el caso de los daños registrados en suelo firme, también se presentaron daños debido a fenómenos geotécnicos como son los deslizamientos. Una gran concentración de estos deslizamientos ocurrieron a lo largo de los cañones y barrancas del Río Armería y su tributario, Río Remate, en el norte de Colima; donde se tienen laderas muy escarpadas con pendientes del orden de  $70^\circ$ , constituidas por materiales de origen volcánico, intercalados con depósitos fluviales con poca o nula cementación. Los daños por deslizamientos en esa zona se concentraron en los sistemas de irrigación de la región. De acuerdo con datos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y a partir de las observaciones realizadas por personal del CENAPRED en el estado de Colima, en las redes de infraestructura de comunicaciones y transportes, sólo se reportaron daños en las carreteras por el deslizamiento de algunos cortes practicados en materiales arenosos y conglomerados de gravas andesíticas, englobados en una matriz de suelos areno-limosos susceptibles de inestabilidad. Dadas las características de los materiales de las zonas afectadas que se mencionaron con anterioridad, se determinó clasificar a este tipo de suelo como de transición.

Con este tipo de suelo se trató de hacer una tipificación de los daños que se pueden esperar en las construcciones cuando interactúa dicho suelo con la excitación sísmica. Para ello se toma nuevamente como referencia el sismo de Tecomán (2003), por tener varios casos que se pueden analizar para este tipo de suelo en comparación con otros sismos ocurridos.

Se registraron daños en algunos puentes carreteros; un ejemplo notable es el daño en el puente Coahuayana, sobre el río del mismo nombre, el cual sufrió un desplazamiento lateral permanente y daño en uno de los topes (Figura 2.20).



**Figura 2.20 Daño severo en el tope del puente Coahuayana**

En el caso del sector vivienda, los daños, sus características y el nivel del mismo se puede clasificar en tres grandes rubros: estructuras de mampostería de adobe, mampostería de tabique simple y confinada y mampostería de material mixto (adobe y tabique). Estos daños se presentaron principalmente en los municipios de Armería, Colima, Comala, Coquimatlán, Cuauhtémoc, Minatitlán y Tecomán. A continuación se mencionan los daños presentados en cada tipo de sistema estructural.

### **Estructuras de mampostería de adobe**

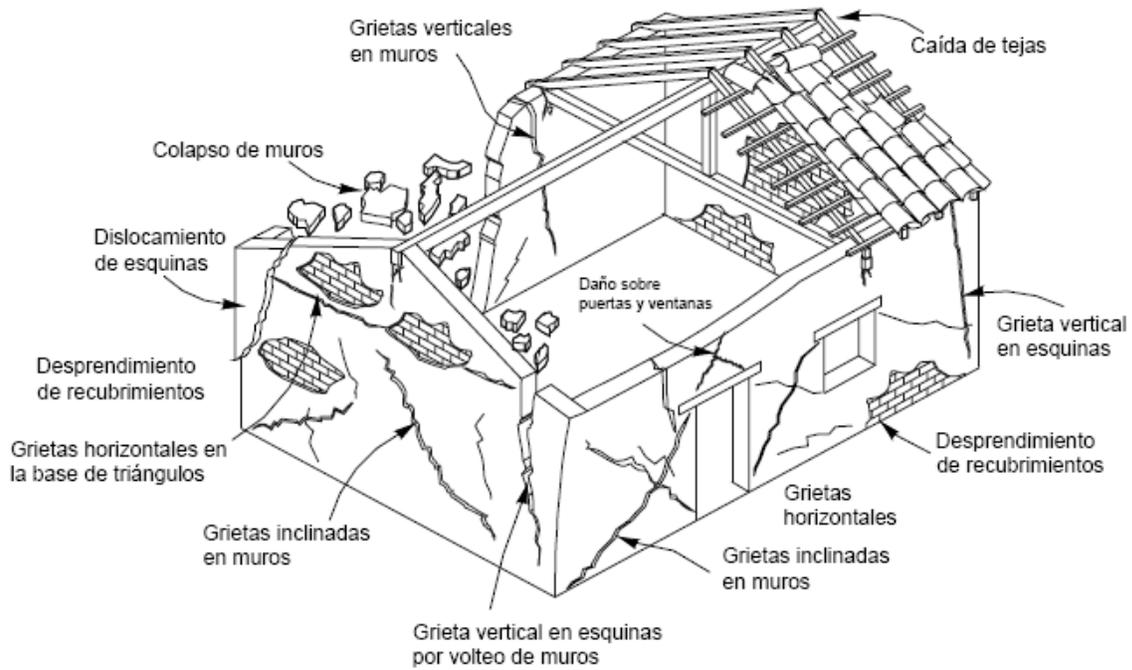
Las características del daño en este tipo de estructuras es consistente con lo reportado para este tipo de edificaciones en diferentes eventos sísmicos; consistentemente el tipo de daño es la falta de elementos confinantes y de liga en las esquinas de muros ortogonales que provoca un movimiento independiente del conjunto de muros además de contar con una rigidez y resistencia baja ante fuerza ejercidas perpendiculares a su plano. Esta falta de liga entre los muros provoca agrietamiento y separación del adobe en las zonas de esquina de las estructuras (Figura 2.21). El movimiento independiente de los muros fuera de su plano ocasiona que el sistema de techumbre pierda el apoyo vertical, y la escasa liga que esta techumbre pudiera proporcionar al conjunto de muros, finalmente se traduce en su caída y el desplome o colapso de los muros (CENAPRED, 2003).



**Figura 2.21 Daño parcial y total en edificaciones de adobe sin liga entre muros**

Los principales daños a las estructuras de adobe y posteriormente se ilustran mediante un esquema representativo (Figura 2.22):

- Agrietamientos inclinados por tensión diagonal en segmentos de muros entre aberturas, en muros cabeceros y en muros laterales largos.
- Grietas verticales en las esquinas, provocadas por la tendencia al volteo fuera de su plano de los muros.
- Colapso de esquinas.
- Colapso de uno o más muros.
- Colapso total de la vivienda.
- Caída de tejas, en especial en los bordes inferiores del techo.
- Daño local en el muro por el apoyo de las vigas del sistema de techo.
- Otro tipo de agrietamientos en muros, como por ejemplo, las grietas horizontales en la base de los triángulos en los muros cabeceros, grietas sobre cerramientos, grietas verticales en la parte central de muros, grietas verticales y horizontales en segmentos de muro entre aberturas y grietas horizontales en la base de muros.
- Caída de recubrimientos.
- Colapso del sistema de techo.



**Figura 2.22 Daño típico observado en la vivienda de adobe (CENAPRED, 2003)**

### **Estructuras de mampostería de tabique simple y confinada**

El daño detectado en este tipo de construcciones es principalmente la caída parcial de los muros y por la tanto el colapso del sistema de techo debido a la pérdida de sustentación (Figura 2.23).



**Figura 2.23 Daño en construcción de mampostería sin confinar**

El daño presentado en estructuras de mampostería confinada resulta mínimo en comparación al sufrido por las de mampostería de tabique simple, siendo éste ligeros desprendimientos de los acabados (Figura 2.24).



**Figura 2.24 Ausencia de daños en construcciones de mampostería confinada**

### **Estructuras de mampostería mixta**

En las construcciones a base de adobe y tabique rojo o adobe con piedra (conocida como mezcla limosna), el daño observado fue similar al ocurrido en las viviendas de adobe, ya que existía una falta de liga entre los muros perimetrales por lo que el movimiento relativo entre ellos era totalmente independiente provocando la caída de la techumbre (Figura 2.25).



**Figura 2.25 Construcciones con materiales combinados y falla de los muros**

## 2.2 Catálogo de sismos

Los sismos que se emplearon para el cálculo de las demandas de desplazamiento provienen de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF, 1995), los cuales a su vez son parte del catálogo de acelerogramas proporcionados por varias instituciones como el Centro Nacional para la Prevención de Desastres (CENAPRED), el Instituto de Ingeniería (I. de I.), el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), etc. Las magnitudes que se consideraron van de 6.4 a 8.1 grados en la escala de Richter, rango en el que se presentan daños en las edificaciones y algunos de ellos con consecuencias catastróficas, como el sismo del 19 de septiembre de 1985. En la tabla 2.1 se presentan las características sismológicas de las muestras analizadas.

**Tabla 2.1 Sismos considerados para el análisis**

SISMO	EPICENTRO	MAGNITUD	DISTANCIA A LA CIUDAD DE MÉXICO (Km)	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD (Km)
19-sep-1985	San Telmo (Michoacán)	8.1	445	18.081	102.942	15
21-sep-1985	Guerrero	7.6	301	18.021	101.479	15
30-abril-1986	San Telmo (Michoacán)	7.0	459	18.024	103.057	20
25-abril-1989	Papagayo (Guerrero)	6.9	312	16.603	99.400	19
24-oct-1993	Ometepec (Guerrero)	6.7	318	16.540	98.980	5
14-sep-1985	Ometepec (Guerrero)	7.3	344	16.310	98.880	22
9-oct-1995	Manzanillo (Colima)	7.5	614	18.740	104.670	5
3-feb-1998	Huatulco (Oaxaca)	6.4	512	15.690	96.370	33

### 2.2.1 Criterios para la selección de los acelerogramas

Los registros acelerográficos poseen como característica la magnitud, misma que oscila entre 6.4 y 8.1 grados en la escala de Richter. Las señales fueron obtenidas mediante instrumentación en campo libre, pozos profundos y en ciertos casos en los diferentes niveles de los edificios seleccionados para dicha encomienda.

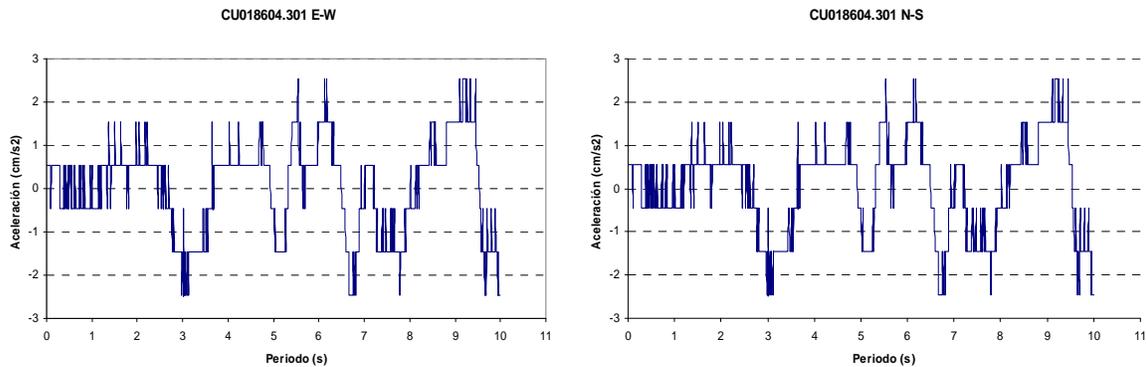
Para el desarrollo de este estudio se seleccionaron aquellos acelerogramas que cumplieron ciertos requisitos como son continuidad en la señal, concordancia con las amplitudes, contar con las dos componentes de la señal, norte-sur (N-S) y este-oeste (E-W), para llevar a cabo un correcto análisis y obtener resultados representativos de las características del movimiento del terreno donde serán desplantadas las estructuras y así poder predecir de manera apropiada su comportamiento real.

### 2.2.2 Errores en las Señales

Los errores que pueden presentar los registros de los acelerogramas son debidos principalmente a una mala calibración de los aparatos de medición, retrasos en el disparo al momento de registrarse un sismo, mala digitalización de los registros y poca capacidad de los acelerógrafos para eventos de gran duración.

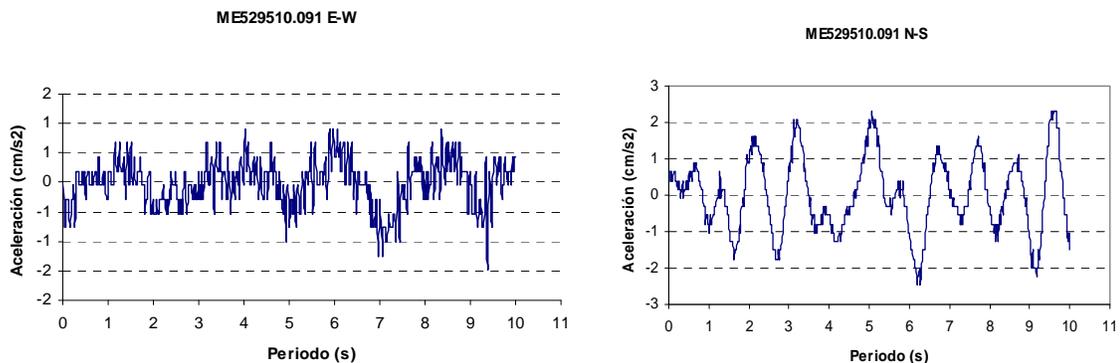
Dichos errores producen serios problemas durante su análisis, razón por la cual deben ser detectados y eliminados, es decir, no se trabaja con estas señales ya que arrojan resultados de baja certidumbre y provocan graves alteraciones en el resultado final. Algunos de los errores que se presentan en los acelerogramas son:

1.- Deficiencias en la calidad de las señales debido a la mala discretización de los datos de origen produciendo señales discontinuas y erráticas (Figura 2.26).



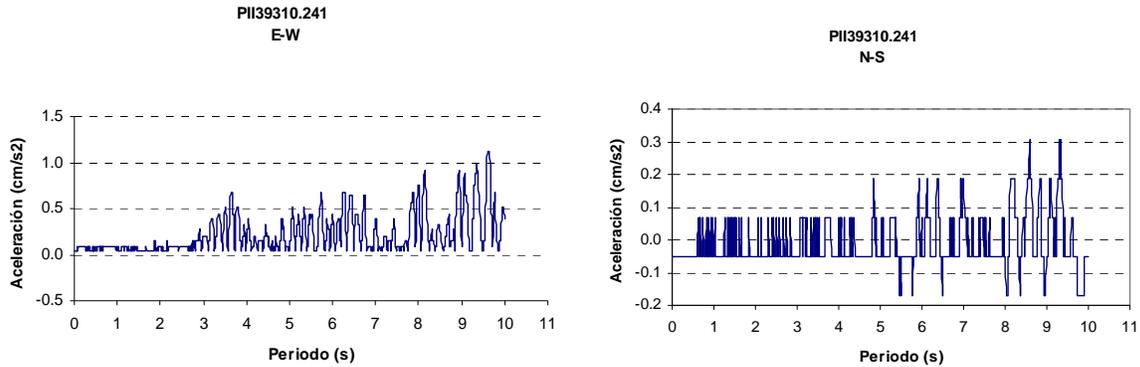
**Figura 2.26 Acelerogramas del Laboratorio de Instrumentación Sísmica de Ciudad Universitaria en sus componentes E-W y N-S**

2.- Los cortes prematuros de los datos de origen en los registros sísmicos producen que las duraciones de los eventos sísmicos sean irreales, esto es, que en eventos de larga duración se tengan registros muy pequeños (Figura 2.27).



**Figura 2.27 Acelerogramas de la estación Mariano Escobedo en sus componentes E-W y N-S**

3.- Cuando las aceleraciones permanecen constantes en los registros, se generan errores muy graves pues no es posible analizar los datos faltantes debido al corte longitudinal, tal como se muestra en la figura 2.28.



**Figura 2.28 Acelerogramas de la estación Sótano Torre IV en sus componentes E-W y N-S**

Existen además otro tipo de errores que se pueden presentar como son fallos en el inicio del registro sísmico debido al alto umbral de disparo del acelerógrafo provocando cortes al principio de la señal; cambios drásticos en el registro de la aceleración debido a la mala calibración de los instrumentos (este tipo de errores se conocen como glitches) y errores en las amplitudes, que por lo general resultan constantes en intervalos continuos de tiempo (Flores, 2006).

### 2.2.3 Procesamiento de las señales

Las señales obtenidas de la BMSF requirieron de un procesamiento adecuado para lo cual fue necesario emplear el programa DEGTRA creado por los investigadores M. Ordaz y C. Montoya (2000). Para llevar a cabo el procesamiento de las señales fue necesario descartar aquellos registros en cuyos casos se presentaron uno o varios de los errores.

El procesamiento de las señales comienza con una corrección de línea base para evitar desviaciones respecto al centro u origen (corrección de línea base normal), a continuación se realiza el filtrado con lo cual se garantiza la eliminación de ruidos que puedan intervenir o alterar las señales arrojando ciertos errores al momento del análisis de las mismas (filtro pasa banda), posteriormente y una vez dejando limpias las señales se procede a integrar los datos de origen de los acelerogramas para obtener las historias de velocidad y desplazamiento (integración sencilla y doble, respectivamente), finalmente la señal está disponible para calcular espectros de respuesta, evaluando las respuestas en sistemas de un grado de libertad con comportamiento lineal y no lineal, y considerando un amortiguamiento respecto al crítico del 5%.

Es conveniente mencionar que entre cada integración de la historia de aceleración ya sea para obtener la velocidad o el desplazamiento es necesario realizar el filtrado y la corrección de línea base a la señal para evitar una acumulación de errores que alteren los resultados al momento de ser analizados.

#### 2.2.4 Acelerogramas para suelos firmes y de transición

Los acelerogramas empleados para este estudio fueron seleccionados minuciosamente y separados en dos grupos; los correspondientes al suelo firme y al de transición, posteriormente fueron sometidos al análisis descrito.

Los registros acelerográficos fueron obtenidos de las diversas estaciones de monitoreo sísmico ubicadas en la Ciudad de México, y en específico en la zona de lomas y de transición. Para este fin se analizaron ocho eventos sísmicos cuyas magnitudes oscilan entre 6.4 y 8.1 grados, además de que se consideraron distancias epicentrales respecto a la Ciudad de México entre 300 y 600 km (Tabla 2.1), de los cuales se obtuvieron los registros de 152 señales. De esta manera se trató de considerar los sismos más representativos del país, así como aquellos que han producido severos daños, tal como se comentó en el capítulo 2.

En el Anexo A se presentan tablas en las que se resume la información obtenida de la BMSF y que facilitarán la obtención de datos específicos para futuras investigaciones, como son la ubicación de las estaciones, instituciones a cargo de ellas, magnitud y duración del evento registrado. Como ejemplo se muestra la tabla 2.2.

**Tabla 2.2: Ejemplo de las tablas presentadas en el Anexo A para el sismo del 25 de abril de 1989 (Magnitud 6.9)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración $\text{cm/s}^2$ (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Angel Urraza	AU468904.251	0.01	5.315	24.998	Zona II	148.97	19.383	99.168

La clave del acelerograma es un dato específico para futuras búsquedas de la información de origen en la BMSF, dicha clave incluye el nombre de la estación y fecha del evento sísmico (año, mes, día). El paso del tiempo es un dato importante que rige en el comportamiento del acelerograma durante el análisis de la señal en el dominio de la frecuencia. Como datos complementarios vienen las aceleraciones de las componentes N-S y E-W en  $\text{cm/s}^2$  (gal), la zona o tipo de terreno, la duración del evento máximo (s) y las coordenadas geográficas de la estación.

### **2.3 Discusión sobre la medición del periodo de vibración del sitio**

Se intentó evaluar el periodo de vibración medido en los sitios de suelo firme y de transición, con base en las técnicas comunes para el análisis de señales, tales como espectros de respuesta y cocientes espectrales. Sin embargo las técnicas de cálculo aplicadas arrojaron valores inconsistentes con aquellos que son representativos de este tipo de suelos; ya que se obtuvieron periodos de vibración del terreno del orden de 2 s, cuando para este tipo de suelos suelen ser inferiores a 1 s.

Así, se establece que el suelo firme no se puede modelar como un oscilador de un grado de libertad, que ante una excitación en su base, la masa responde dinámicamente con fuerzas inerciales. Además, esta situación lleva a suponer que el trabajar con espectros de velocidad, considerados como representativos de la energía cinética de movimiento del terreno (Miranda, 1993) tampoco permite estimar el periodo fundamental del terreno.

También se puede atribuir a que, generalmente este tipo de suelos tienden a presentar oquedades en su constitución, lo que propicia una alteración en la difracción de las ondas, suficiente, para que no se detecte un valor característico del movimiento de dicha masa; sería deseable que estos estratos fueran continuos (sin oquedades) para poder identificar el movimiento del sitio, tal como sucede en suelos blandos, los cuales se idealizan como columnas de arcilla que responden como osciladores de un grado de libertad, pero al no ser así, deben encontrarse nuevas metodologías de estudio y modelado del mismo.

En el mapa de isoperiodos que proponen las NTC-Sismo (2004), para el caso particular de las zonas I y II, firme y transición, respectivamente, no establecen con claridad los periodos de sitio que se pueden tener en diferentes puntos, lo que se atribuye a las razones expuestas, aparte de que dichas zonas no han representado un peligro sísmico importante, como lo ha sido la zona III (lago), sobre todo durante el sismo de 1985, por lo que se ha optado por mantener un valor límite y representativo de este tipo de terrenos, el cual es de 0.5 s.

En consecuencia, es importante que a futuro se dispongan de procedimientos de evaluación de este parámetro ante la disposición de registros medidos en campo, ya que existen estructuras rígidas que pueden verse en riesgo de sufrir daños considerables, como son: edificaciones de mampostería, monumentos históricos y algunos puentes, los cuales pueden tener periodos de vibración cercanos a los periodos de los sitios de suelo firme y de transición, y con ello propiciar severas amplificaciones del movimiento de las construcciones que conlleva a superar la capacidad de carga de sus elementos estructurales.

# CAPÍTULO

## 3

### IMPORTANCIA DE LA PREDICCIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS

#### 3.1 Filosofías de diseño tradicionales

Las filosofías de diseño tradicionales han partido de la concepción de que el esfuerzo inducido en la estructura no supere su resistencia, así, en un principio se propuso el diseño por esfuerzos permisibles que implicaba que la concepción anterior se trabajara en el rango elástico. Sin embargo, este tipo de diseño conlleva a la obtención de construcciones antieconómicas, por lo cual se vio la factibilidad de llevar el diseño dentro de un rango de comportamiento no lineal llegando a desarrollarse así lo que se conoce como diseño por estado límite.

Según el criterio del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2004) y de sus NTC, las construcciones se rigen por dos estados límite de diseño: el de falla y el de servicio. Así, en los estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia,  $F_R$ . Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores calculados bajo las combinaciones de acciones especificadas en el Título Sexto del RCDF y en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004).

Para el caso de la revisión del estado límite de servicio se comprueba que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) quede limitada a valores tales que el funcionamiento en condiciones de operación sea satisfactorio.

### 3.2 Filosofías de diseño recientes

Durante los últimos años se han desarrollado nuevos procedimientos de diseño basados en conceptos de desempeño, considerados como una alternativa viable para la obtención de un diseño más racional y confiable de las edificaciones sometidas a la acción del sismo, de igual forma se ha vislumbrado que con estos nuevos conceptos se garantice la funcionalidad de los inmuebles; situación que resulta difícil con las filosofías de diseño tradicionales.

Dentro de estos procedimientos de diseño se tiene el basado en desplazamiento, en el cual los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia (Calvi y Kingsley, 1995). Como se menciona en Sullivan et al. (2003), dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Priestley et al., 1996), espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), espectro de capacidad (Freeman, 1998), entre otros.

El procedimiento basado en desplazamiento directo, se deriva en gran medida del método de la estructura substituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque se busca proveer al miembro de las características apropiadas, en cuanto al tamaño de la sección y cantidad de refuerzo y detallado, para desarrollar un desplazamiento predeterminado para el sismo de diseño (Kowalsky, 2001).

Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento objetivo; sin embargo, un problema fundamental de este procedimiento es que no existe un criterio sólido para elegir el desplazamiento objetivo, que depende del estado límite asociado a un nivel de daño.

De igual manera, Saatcioglu y Razvi (2002) han propuesto un método de diseño, enfocado a controlar el estado último, en el que los requisitos del refuerzo de confinamiento de columnas se establecen en función del nivel esperado de deformación inelástica, es decir, de la demanda de deformación (Rivera, 2008).

En las recomendaciones de diseño actuales, los desplazamientos laterales inelásticos ( $\Delta_i$ ), son estimados por los desplazamientos elásticos ( $\Delta_e$ ), obtenidos de un análisis elástico lineal de la estructura cuando es sometida a fuerzas laterales de diseño (fuerzas reducidas mediante el factor de reducción  $Q'$ ), que posteriormente son afectadas por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , como se muestra en la ecuación 3.1, de tal forma que con el factor de amplificación que resulta del cociente  $Q/Q'$ , se intentan tomar en cuenta las deformaciones inelásticas impuestas a la estructura durante un sismo de gran intensidad (Flores, 2006).

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{Q}{Q'} \quad (3.1)$$

### 3.3 Reflexión final

En el diseño sísmico de las edificaciones siempre se buscan procedimientos transparentes que permitan obtener diseños razonables y confiables. En este sentido los reglamentos de construcción siempre han apostado por el diseño basado en resistencia, en el que a través de considerar una carga lateral, coeficiente sísmico, reducido por un factor que por medio del cual se busca que a la estructura se le proporcione la resistencia lateral necesaria para que el inmueble satisfaga la demanda la ductilidad ante un sismo severo, para con ello obtener un diseño económico y razonable que proteja la vida de sus ocupantes.

No obstante, esta filosofía de diseño trae consigo varios cuestionamientos que no son fáciles de descifrar, como es el relacionado con la resistencia lateral que se le proporciona al sistema para que, aparentemente satisfaga al mismo tiempo dos niveles de desempeño o estados límite, como son: servicio y último; también el relacionado con el factor de reducción  $Q'$ , que en función del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , se propone de manera subjetiva su valor sin tener la certeza de alcanzar dicho nivel de comportamiento no lineal. De igual manera, hay que reflexionar que a través de la resistencia de la estructura no se tiene una relación directa con los niveles de daño que puede experimentar la misma ante diferentes intensidades sísmicas.

Ahora bien, la virtud que se puede rescatar de este procedimiento, reside en que es más factible su implementación en la práctica de diseño, en comparación con las nuevas filosofías de diseño, en las que se requieren análisis más refinados que demandan más tiempo; que en la mayoría de los casos no es remunerado.

Sin embargo, los retos del futuro en la ingeniería civil apuntan a que ya no basta con garantizar la seguridad de las edificaciones, ya que se exige asegurar su adecuada operación, para lo cual se requiere la determinación de las pérdidas económicas ante una mala operación o colapso del inmueble ante diferentes intensidades sísmicas, situación que no se puede resolver con la filosofía actual de diseño, por lo que se requiere de otras metodologías que permitan predecir su desempeño ante dichas intensidades sísmicas.

Se han estado investigando nuevos procedimientos de diseño, como es el basado de desplazamiento, que permite una relación más directa entre la respuesta de la estructura y el nivel de daño probable o admisible, lo que facilita una mejor estimación del detallado de los elementos para cubrir diferentes niveles de desempeño, en función de las pérdidas económicas que el cliente quiera asumir.

Por consiguiente, esta metodología implica que las demandas sísmicas se evalúen en términos de los desplazamientos, lo cual ha motivado la realización de este trabajo, en el que se quiere revisar los métodos aproximados existentes en la literatura que den una mejor predicción, bajo las condiciones de sismicidad que se presentan en suelos firmes y de transición del Valle de México.

# CAPÍTULO

## 4

### REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA PREDECIR DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO

#### 4.1 Respuesta no lineal de las edificaciones ante la acción del sismo

Las mediciones de las aceleraciones horizontal y vertical del terreno, en función del tiempo, han indicado que las aceleraciones del terreno pueden ser considerables. Cuando una estructura se sujeta a los movimientos del terreno ésta responde de manera vibratoria, por lo que la aceleración máxima de respuesta depende del periodo natural de vibración de la misma y de la magnitud de amortiguamiento presente. Los análisis dinámicos de estructuras que responden elásticamente a registros típicos de sismos han mostrado que la estructura sufre una amplificación en su movimiento, lo cual, teóricamente puede ser evaluado con apoyo en un modelo simple de un oscilador de un grado de libertad, sujeto a una vibración en su base, como se ilustra en la figura 4.1.

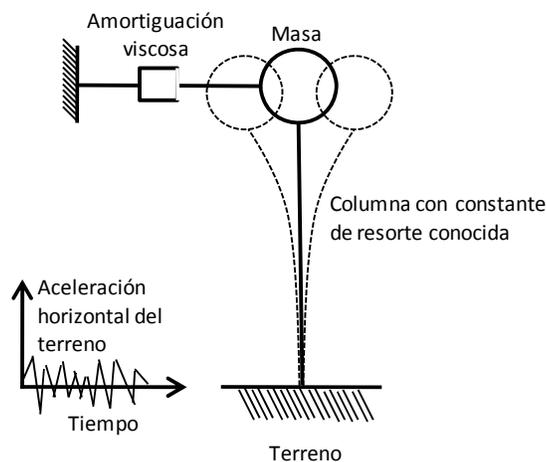
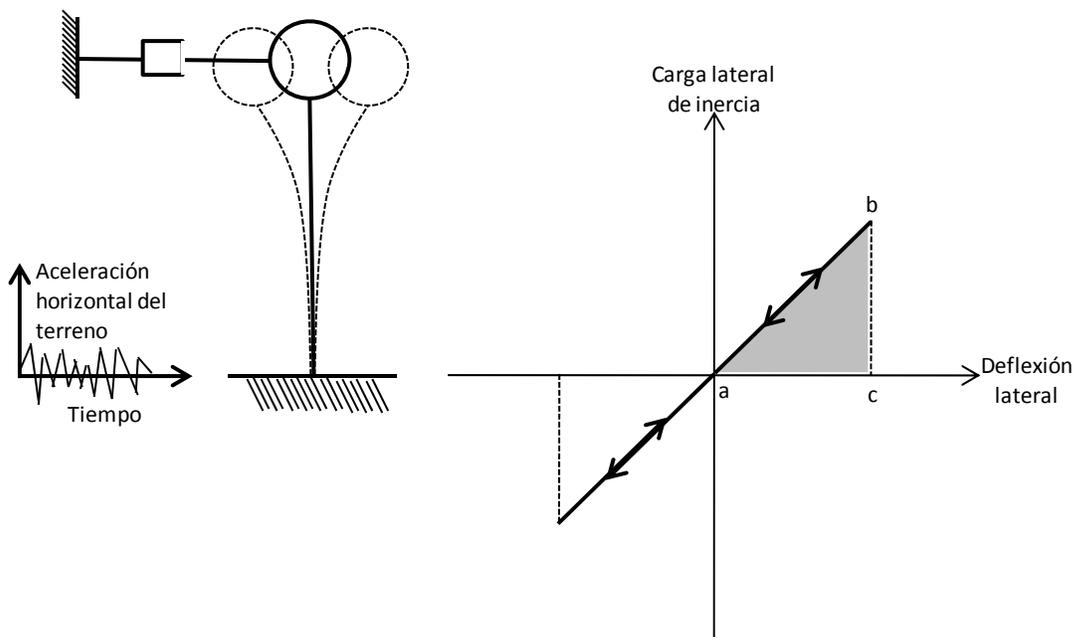


Figura 4.1 Modelo de oscilador de un grado de libertad

Es evidente que para un intervalo de periodos, la aceleración máxima de respuesta de la estructura puede ser varias veces mayor que la aceleración del terreno. La aceleración máxima de respuesta de estructuras con un periodo muy pequeño, es decir, estructuras muy rígidas, se aproxima a la aceleración máxima del terreno. La aceleración máxima de respuesta de estructuras con periodos grandes de vibración puede experimentar poco más que la máxima aceleración del terreno, y a periodos mayores pueden experimentar menos que la máxima aceleración del terreno. Un aumento en el amortiguamiento siempre produce una disminución en la aceleración de respuesta (Park y Paulay, 1978).

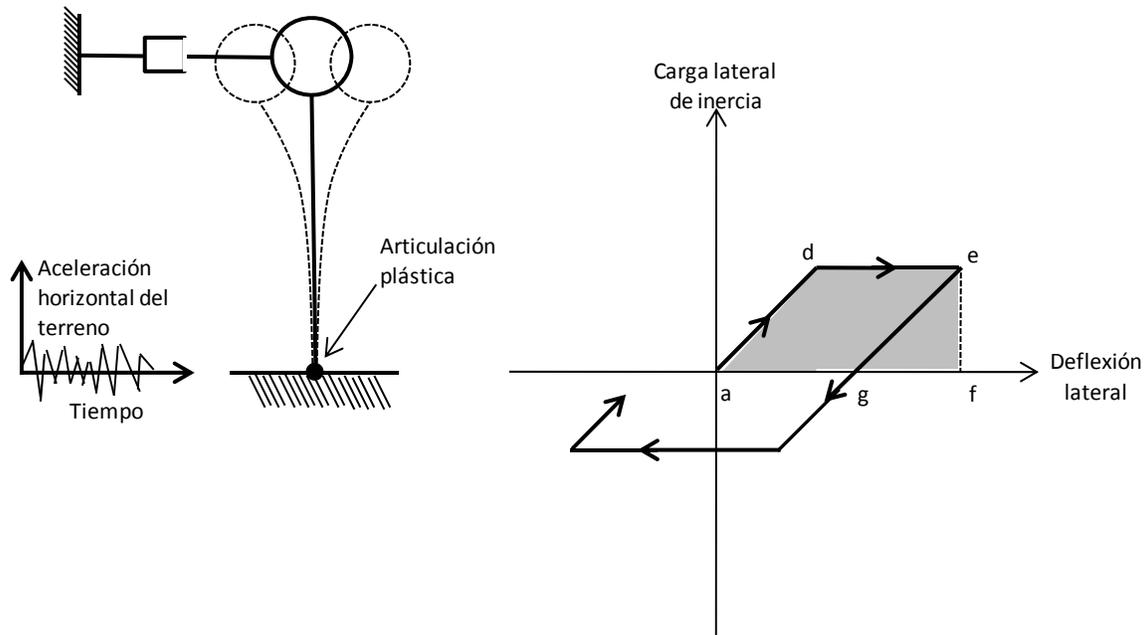
En el diseño por sismo, una consideración de importancia, es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que penetran en el intervalo inelástico. Los análisis dinámicos no lineales de estructuras que responden a movimientos típicos de sismos han indicado el orden de deformaciones inelásticas requeridas.

Se puede observar el efecto del comportamiento no lineal en la respuesta de una estructura a los movimientos de sismos intensos con referencia a un oscilador de un solo grado de libertad. Tal oscilador, que responde elásticamente, tendrá una relación de carga-deflexión como la que se muestra en la figura 4.2, donde el punto *b* es la respuesta máxima. El área *abc* bajo la curva representa la energía potencial almacenada en la deflexión máxima y cuando la masa vuelve a la posición cero, la energía se convierte en energía cinética.



**Figura 4.2 Respuesta elástica de un oscilador ante el movimiento sísmico**

Si el oscilador no es lo suficientemente fuerte para transmitir la carga de inercia de respuesta totalmente elástica, y desarrolla una articulación plástica con características elastoplásticas, la curva de carga-deflexión será como la que se muestra en la figura 4.3.



**Figura 4.3 Respuesta elasto-plástica de un oscilador ante el movimiento sísmico**

Cuando se alcance la capacidad de la articulación plástica, la respuesta de deflexión prosigue a lo largo de la línea *de*, y el punto *e* representa la respuesta máxima. La energía potencial almacenada en la deflexión máxima en este caso queda representada por el área *adef*; nótese que la capacidad de articulación plástica ha limitado las fuerzas que actúan en la estructura. Cuando la masa regresa a la posición de equilibrio, la energía, convertida en energía cinética, queda representada por la pequeña área triangular *efg*, debido a que la energía que representa el área *adeg* se disipa por la articulación plástica transformada en calor y otras formas irreversibles de energía. En consecuencia, es evidente que en la estructura elástica, toda la energía almacenada se devuelve como energía cinética en cada ciclo, en tanto que en la estructura elasto-plástica sólo se devuelve parte de la energía (Park y Paulay, 1978).

Así, una medida de la ductilidad de una estructura es el factor  $\mu$  de ductilidad de desplazamiento definido como

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.1)$$

donde,  $\Delta_u$  es la deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico y  $\Delta_y$  es la deflexión lateral la primera vez que se alcanza la cedencia. Cuando está involucrada una cantidad de ciclos de carga, se toma a  $\Delta_y$  como la deflexión lateral cuando se alcanza por primera vez la cedencia en la primera excursión de la carga al intervalo posterior al elástico (Park y Paulay, 1978).

## 4.2 Análisis dinámico no lineal en el dominio del tiempo

Para obtener una estimación más representativa de la respuesta de la estructura (aceleración, velocidad y desplazamiento) cuando es sometida a una excitación sísmica, en la cual se considere el daño de la construcción, se dispone del método de análisis no lineal paso a paso.

El método paso a paso para sistemas de un grado de libertad (S1GL) se basa en que para obtener la respuesta de un S1GL elástico, se supone: que la fuerza restitutiva es proporcional al desplazamiento; la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad; la masa y la constante del amortiguador no cambian con el tiempo.

Con base en estas suposiciones la ecuación de movimiento para este sistema resulta ser una ecuación lineal diferencial ordinaria de segundo orden.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F(t) \quad (4.2)$$

donde,  $x$  es el desplazamiento lateral relativo de la masa,  $\dot{x}$  y  $\ddot{x}$  son la velocidad y la aceleración de la masa respectivamente;  $m$ ,  $c$  y  $k$  son la masa, el amortiguamiento y la rigidez lateral del sistema, respectivamente;  $F(t)$  es la carga externa inducida al sistema.

Para S1GL no lineales el análisis requiere de un nuevo modelo en el cual la fuerza elástica o la fuerza viscosa no permanezcan proporcionales al desplazamiento o a la velocidad, respectivamente. En consecuencia, la solución de la ecuación de movimiento será compleja.

En S1GL no lineales, primeramente se considera el equilibrio dinámico del sistema, igualando la suma de la fuerza de inercia  $F_I(t)$ , la fuerza de amortiguamiento  $F_D(t)$  y la fuerza restitutiva  $F_S(t)$ , con la fuerza externa  $F(t)$ . En el tiempo  $t$ , el equilibrio de estas fuerzas se expresa como se muestra en la siguiente ecuación:

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = F(t) \quad (4.3)$$

Cuando una estructura es modelada como un S1GL y se permite que este fluya plásticamente, entonces la fuerza restitutiva ( $F_S(t)$ ) es la que se muestra en el diagrama del comportamiento del material (Figura 4.4). En dicha gráfica se observa que existe una porción de comportamiento elástico y que, saliendo de esta línea, para cualquier deformación se tiene fluencia.

Cuando la estructura es descargada, el comportamiento es nuevamente elástico hasta que una nueva carga en otra dirección produce una deformación plástica, ya sea a compresión o tensión nuevamente. La estructura puede estar sujeta a una carga cíclica y tener periodos de descarga. El sistema disipa energía durante cada ciclo, en una cantidad igual al área encerrada por la curva (ciclo de histéresis).

Para resolver la ecuación (4.3) existen varios procedimientos para realizar la integración paso a paso, como son: el método de Newmark (aceleración constante y aceleración lineal), el método de la diferencia central y método de interpolación lineal de la excitación, tal como se comenta ampliamente en el trabajo de Chopra (1995). El programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 2000) que fue el que se empleó para desarrollar los cálculos pertinentes de la respuesta dinámica, emplea el último de los métodos mencionados.

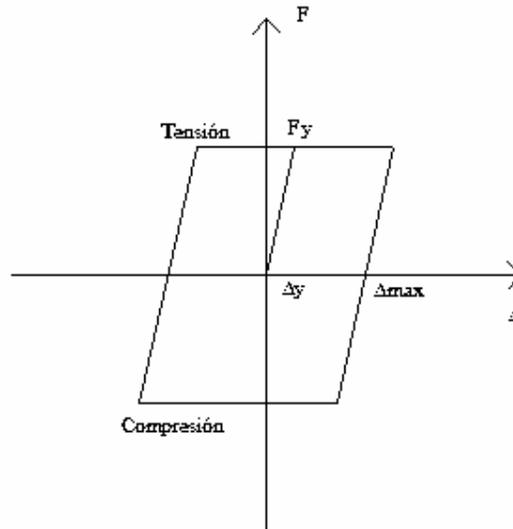


Figura 4.4 Modelo del comportamiento elastoplástico perfecto

### 4.3 Métodos Aproximados

Debido a la dificultad que ofrece la aplicación del método paso a paso, así como para su implementación en la práctica del diseño, se han venido desarrollando métodos aproximados para evaluar de manera más simple las demandas sísmicas con comportamiento plástico de las edificaciones, por ello, en este capítulo se analizan estos métodos con el objeto de estudiar el grado de aproximación respecto al método paso a paso.

#### 4.3.1 Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento ( $C_{\mu}$ )

En estos métodos la respuesta máxima de sistemas inelásticos de un grado de libertad (1GDL),  $\Delta_i$ , se estima como el producto de la máxima deformación de un sistema elástico,  $\Delta_e$ , y del factor de amplificación del desplazamiento  $C_{\mu}$ , el cual es función del periodo de vibración natural del sistema elástico lineal ( $T$ ), del periodo de vibración del terreno ( $T_g$ ) y de la ductilidad de desplazamiento esperado ( $\mu$ ), lo cual se expresa como sigue:

$$\Delta_i = C_{\mu}(T, T_g, \mu)\Delta_e \quad (4.4)$$

Este tipo de métodos tiene su origen en los estudios de Veletsos y Newmark (1960) quienes fueron los primeros en estudiar el rango de la máxima deformación de sistemas elastoplásticos y la máxima deformación de sistemas elásticos comenzando el análisis con la misma rigidez y grado de amortiguamiento.

Recientemente, Miranda y Ruiz (2002) realizaron estudios estadísticos de los rangos del desplazamiento inelástico máximo de estructuras ubicadas en suelos firmes. Para estos estudios Miranda concluyó que los rangos de desplazamiento máximo elástico e inelástico no eran afectados de forma significativa por la magnitud del sismo registrado o la distancia al epicentro; de forma similar se concluyó que para sitios que promedian velocidades de onda cortante mayores a 180 m/s (suelos firmes) los rangos de desplazamiento inelástico no se vieron afectados de forma considerable por las condiciones del sitio.

Así, el método usado al respecto fue el de Miranda y Ruiz (2002), en el cual se propone una ecuación no lineal para estimar el cociente de desplazamiento inelástico  $C_\mu$ , que es función del periodo de la estructura (T) y del nivel de ductilidad esperado; dicha ecuación está dada por:

$$C_\mu = \left[ 1 + \left( \frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (4.5)$$

Para dicha ecuación se variaron los parámetros de ductilidad esperada como 1.5, 2, 3, 4, 5 y 6, así como el periodo de vibración de la estructura desde 0 hasta 10 segundos. Cabe señalar que esta ecuación fue calibrada con señales sísmicas registradas en suelo firme.

### 4.3.2 Métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R_\mu$ )

El factor de reducción de resistencia  $R_\mu$ , que representa la reducción de resistencia lateral debida al comportamiento no lineal histerético, está definido como el cociente de la resistencia lateral elástica entre la demanda de la resistencia lateral inelástica (Miranda, 1993) denotado por la ecuación:

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (4.6)$$

donde,  $F_y(\mu=1)$  es la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener el sistema elástico en un determinado movimiento del terreno y  $F_y(\mu=\mu_i)$  es la resistencia lateral requerida para mantener la demanda de ductilidad,  $\mu$ , del sistema menor o igual que el límite de ductilidad preestablecido  $\mu_i$ , durante el mismo movimiento del terreno.

El cociente de la demanda de ductilidad  $\mu$ , y del factor de reducción de resistencia  $R_\mu$ , da como resultado un coeficiente de amplificación de desplazamiento, que multiplicado por el máximo desplazamiento elástico, da otra opción para calcular el desplazamiento inelástico, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (4.7)$$

Los métodos revisados al respecto fueron los de Nasar y Krawinkler (1991), Miranda (1993), Ordaz y Pérez (1998), Miranda y Báez (1998) y Arroyo y Terán (2002), los cuales se describen de forma breve a continuación.

#### 4.3.2.1 Nasar y Krawinkler (1991)

Estos autores proponen una ecuación sencilla basándose en las modificaciones de ductilidad ( $\mu$ ) y el periodo de vibración de la estructura ( $T$ ). La ecuación se muestra a continuación:

$$R_\mu = (1 + C(T)(\mu - 1))^{\frac{1}{C(T)}} \quad (4.8)$$

$$C(T) = \frac{T}{T+1} + \frac{0.42}{T} \quad (4.9)$$

#### 4.3.2.2 Miranda (1993)

Para obtener de manera sencilla el valor de los factores de reducción de resistencia asociados a una demanda de ductilidad, Miranda propuso unas expresiones para relacionar estos dos parámetros con base en un análisis de regresión. En estas ecuaciones se tomaron en consideración los factores que afectan a  $R_\mu$ ; la ductilidad ( $\mu$ ) y el periodo de vibración del sistema ( $T$ ). Dichas ecuaciones están dadas por:

$$R_\mu(T) = 1 + \frac{(\mu - 1)}{\Phi(T)} \quad (4.10)$$

Para suelos firmes se tiene que:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[ -\frac{3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (4.11)$$

Para suelos aluviales o de transición se tiene que:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (4.12)$$

#### 4.3.2.3 Ordaz y Pérez (1998)

Se presenta una nueva expresión para estimar factores de reducción de resistencia en osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, el cual depende del espectro de desplazamiento elástico, del desplazamiento máximo del terreno ( $D_{\max}$ ) y de la demanda de ductilidad ( $\mu$ ). Esta ecuación tiene un carácter más general, al ser aplicable para suelos blandos y firmes, además de ser muy práctica en su aplicación. La ecuación está dada por:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left( \frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (4.13)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (4.14)$$

donde  $D(T)$  es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura con periodo  $T$ .

#### 4.3.2.4 Miranda y Báez (1998)

En este trabajo se desarrolló una ecuación aplicable a suelos firmes, cuya velocidad de la onda de corte del suelo sea del orden de 180 m/s. Dicha expresión es función de la ductilidad ( $\mu$ ) y el periodo de vibración de la estructura ( $T$ ), que está dada por:

$$R_{\mu} = \mu + (1 - \mu) \exp \left( \frac{-22T}{\mu} \right) + \left[ 1 - \exp \{ -0.2(\mu - 1) \} \right] \left[ \exp \left( \ln T - \frac{1}{2} \right)^2 \right]^{-1} \quad (4.15)$$

De igual manera en este estudio se derivó una ecuación para el caso de suelos de transición, definida por:

$$R_{\mu} = \mu + (\mu - 1)\exp\left(\frac{-20T}{\mu}\right) \quad (4.16)$$

#### 4.3.2.5 Arroyo y Terán (2002).

En este estudio se proponen expresiones para estimar el factor de reducción de resistencia ( $R_{\mu}$ ) para sistemas con diferente capacidad de deformación plástica y de disipación de energía viscosa. Dichas expresiones están en función del periodo de la estructura ( $T$ ), de su demanda máxima de ductilidad ( $\mu$ ) y de su coeficiente equivalente de amortiguamiento ( $\xi$ ) tal como:

$$R_{\mu} = \phi \left( \frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right) + 1 \quad (4.17)$$

$$\phi = \mu(2.2\xi + 1) - 0.75\xi^{-0.1} \quad (4.18)$$

Donde el amortiguamiento ( $\xi$ ) corresponderá a un valor de 0.05 (5 %)

#### 4.4 Criterios de las NTC-Sismo del RCDF (2004)

Los requisitos de las Normas tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

Ahora bien, se hablará del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), el cual se refiere a la ductilidad que tienen los materiales, es decir, que se puede admitir un comportamiento inelástico; en este caso las estructuras de acero o de concreto reforzado bien diseñadas presentan una característica de gran importancia llamada ductilidad ( $\mu$ ) que es la propiedad de soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Esta propiedad depende en gran medida de la calidad de los materiales y el diseño estructural.

Así, la ductilidad se expresa como la relación entre el desplazamiento máximo que puede presentar una estructura,  $\Delta_u$ , y el desplazamiento máximo a la primera fluencia llamado  $\Delta_y$ , dado por la ecuación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4.19)$$

Del cociente de la ecuación 4.19, se estimó lo que se conoce como el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que adoptará los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

A continuación se hace una descripción de los requisitos que deben cumplir las estructuras para adoptar algún valor de  $Q$ , de acuerdo a las NTC-Sismo (2004).

Se usará  $Q = 4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las Normas.

Se usará  $Q = 3$  cuando:

Se satisfacen las condiciones b, d ó e para un  $Q = 4$  y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a ó c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Se usará  $Q = 2$  cuando:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para  $Q = 4$  ó  $Q = 3$ , o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes. También se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Se usará  $Q = 1.5$  cuando:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con

elementos como los descritos para los casos en que  $Q = 3$  ó  $Q = 2$ , o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Se usará  $Q = 1$  en:

Estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entresijos de la estructura en dicha dirección. El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Cabe mencionar que para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entresijo excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.

- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección anterior será considerada irregular.

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal, se empleará un factor de reducción  $Q'$  que se calculará como:

$$Q' = Q ; \text{ si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \quad (4.20)$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1) ; \text{ si } T < T_a \quad (4.21)$$

Donde  $T$ , se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño. Para el caso del factor de reducción  $Q'$ , se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de regularidad de las estructuras, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones antes descritas. En ningún caso el factor  $Q'$  se tomará menor que uno.

Los espectros de diseño elástico propuestos, están en función del tipo de terreno, del periodo de vibración del mismo, así como del periodo de vibración de la estructura. La ciudad de México se encuentra dividida en tres zonas; Zona I (suelo firme), Zona II (suelo de transición) y Zona III (suelo blando). Así, un espectro de diseño elástico es conocido como la envolvente suavizada de todos los posibles espectros de respuesta en un determinado sitio asociado a un cierto nivel de probabilidad de excedencia.

A continuación se muestran las bases para la construcción de los espectros de diseño, consultados en el Capítulo 3 de las NTC-Sismo (2004).

Se maneja un grupo de ecuaciones en donde intervienen diversas variables como son la ordenada espectral ( $a$ ), el periodo natural de vibración de la estructura ( $T$ ), los periodos característicos de los espectros de diseño ( $T_a$ ,  $T_b$ ), el coeficiente sísmico ( $c$ ), la ordenada espectral para un periodo  $T = 0$  ( $a_0$ ) y un exponente adimensional ( $r$ ). Dichas ecuaciones y los parámetros para el cálculo son:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (4.22)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (4.23)$$

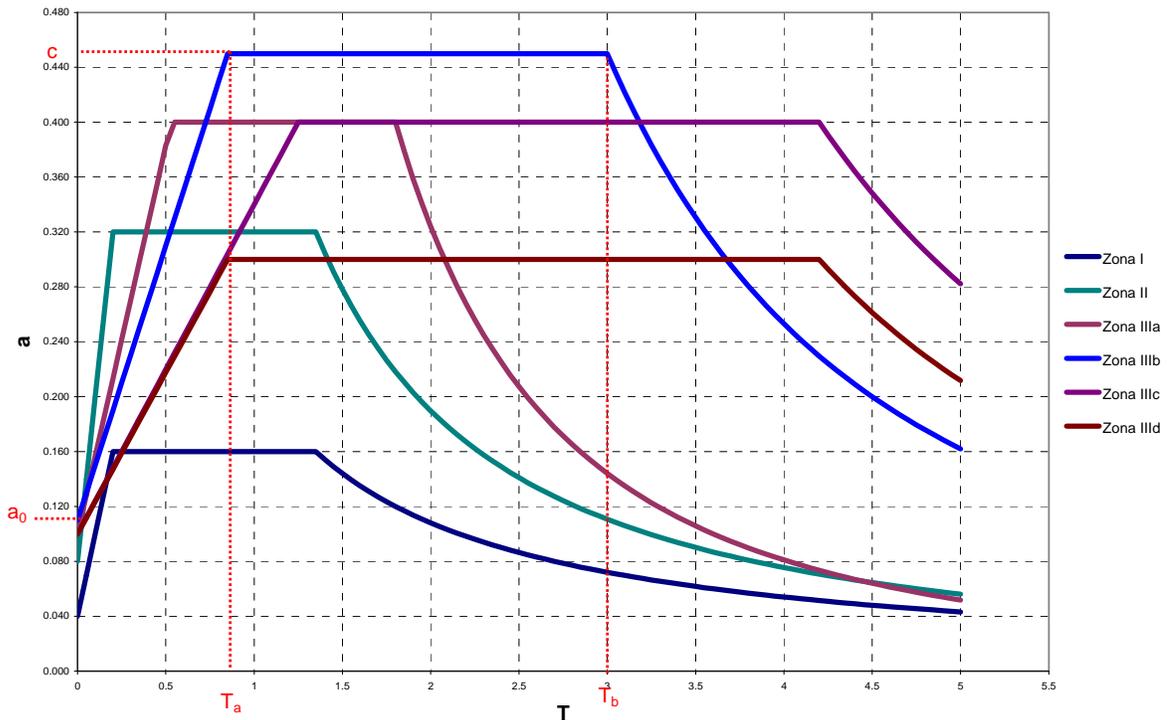
$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad (4.24)$$

$$\text{donde: } q = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \quad (4.25)$$

**Tabla 4.1 Parámetros para el cálculo de espectros de aceleración**

Zona	c	$a_0$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	r
<b>I</b>	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
<b>II</b>	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
<b>III<sub>a</sub></b>	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
<b>III<sub>b</sub></b>	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
<b>III<sub>c</sub></b>	.040	0.10	1.25	4.20	2.00
<b>III<sub>d</sub></b>	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

En la figura 4.5 se muestran los diversos espectros de diseño para cada zona sísmica de la Ciudad de México, denotando cada uno de los parámetros que lo conforman.



**Figura 4.5 Esquema representativo de los espectros de diseño sísmico**

También se tiene la opción del apéndice A.3, en la cual se pueden obtener espectros del sitio para estructuras ubicadas en las zonas II y III tal como se describe:

Cuando se aplique el método estático o el dinámico modal, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno ( $T_s$ ) para lo cual se adopta la forma paramétrica del espectro de aceleración ( $a$ ) en función de la fuerza de gravedad.

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_b \leq T < T_a \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (4.26)$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left( T_b / T \right)^2$$

$\beta$  = Factor de reducción por amortiguamiento suplementario, siendo igual a la unidad cuando no se considera la interacción suelo-estructura.

En el caso de evaluar el desplazamiento máximo del terreno  $D_{\max}$ , se utiliza la siguiente expresión:

$$D_{\max} = \frac{ckT_b^2}{4\pi^2} \quad (4.27)$$

De esta forma, el desplazamiento espectral máximo ocurre cuando  $T=T_b$  y será:

$$S_{d\max} = \frac{cT_b^2}{4\pi^2} \quad (4.28)$$

De donde puede deducirse que el coeficiente “k” es el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo:

$$k = \frac{D_{\max}}{S_{d\max}} \quad (4.29)$$

Así, dentro de las NTC-Sismo (2004) se propone un conjunto de ecuaciones que permiten determinar los cinco parámetros que definen al espectro de diseño del sitio a partir del periodo dominante del suelo, los cuales pueden ser consultados en la página 69, Apéndice A.3 ecuaciones (A.2 - A.6) de estas normas.

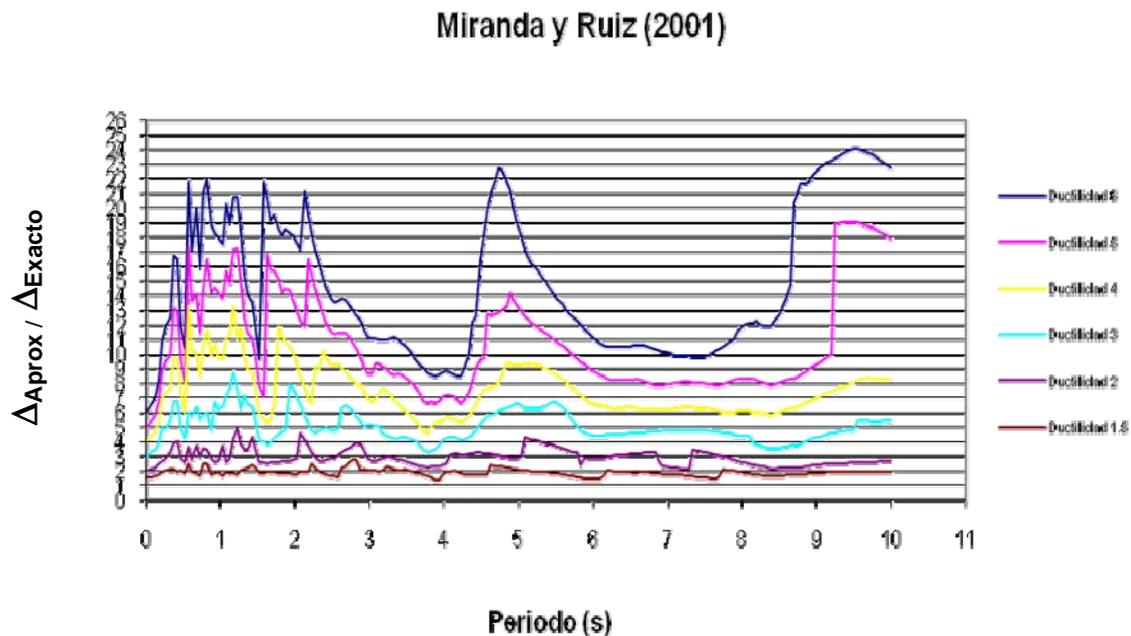
## 4.5 Resultados

### 4.5.1 Procedimiento de evaluación de los criterios

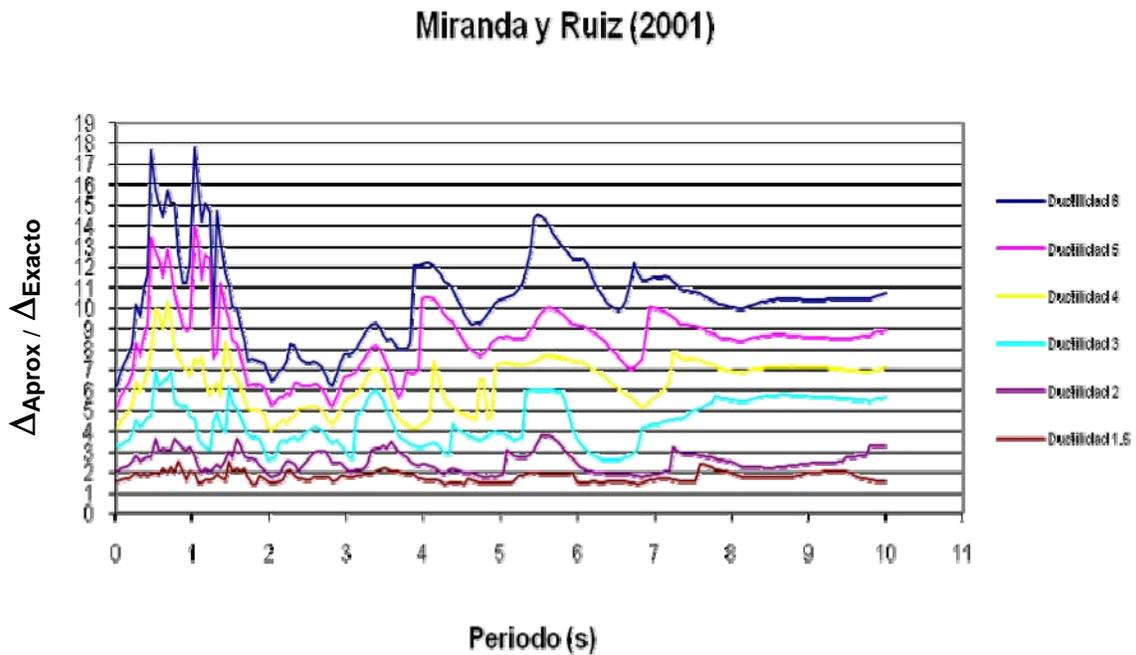
Para la evaluación de los métodos aproximados fue necesario comparar sus resultados con los obtenidos de un análisis no lineal paso a paso, con comportamiento elastoplástico del material, para los cuales la solución se puede considerar exacta. Cabe mencionar que fue imprescindible calcular los desplazamientos inelásticos de cada uno de los métodos aproximados descritos para calcular el cociente con base a la solución exacta obtenida del análisis de las señales sísmicas mediante el programa DEGTRA. Estos cocientes se graficaron con respecto al periodo, algunos de sus resultados se muestran en este capítulo y el resto se muestra en el Anexo D.

### 4.5.2 Resultados obtenidos de los Métodos Basados en Factores de Modificación de Desplazamiento ( $C_{\mu}$ )

El método de Miranda y Ruiz (2001) es el único que se basa en factores de modificación de desplazamiento ( $C_{\mu}$ ). En las figuras 4.6 y 4.7 se muestran las comparaciones de este método con respecto a la solución exacta, en los cuales se puede apreciar el margen de error que ofrece dicho método en diferentes regiones del espectro, que son analizados en el capítulo siguiente. Además se observa que existe un comportamiento proporcional a la ductilidad (mayor ductilidad se traduce en un mayor cociente de desplazamiento).



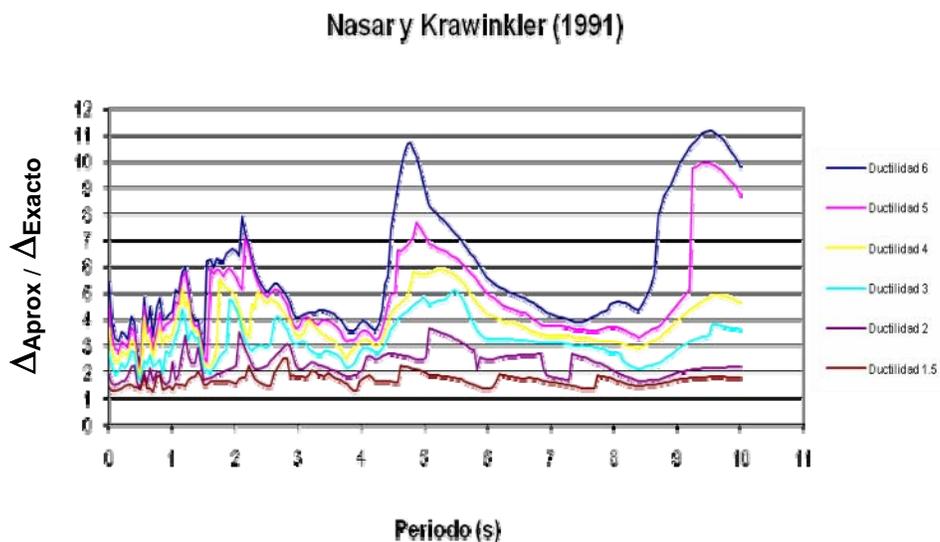
**Figura 4.6 Resultados del método de Miranda y Ruiz para la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, componente EW**



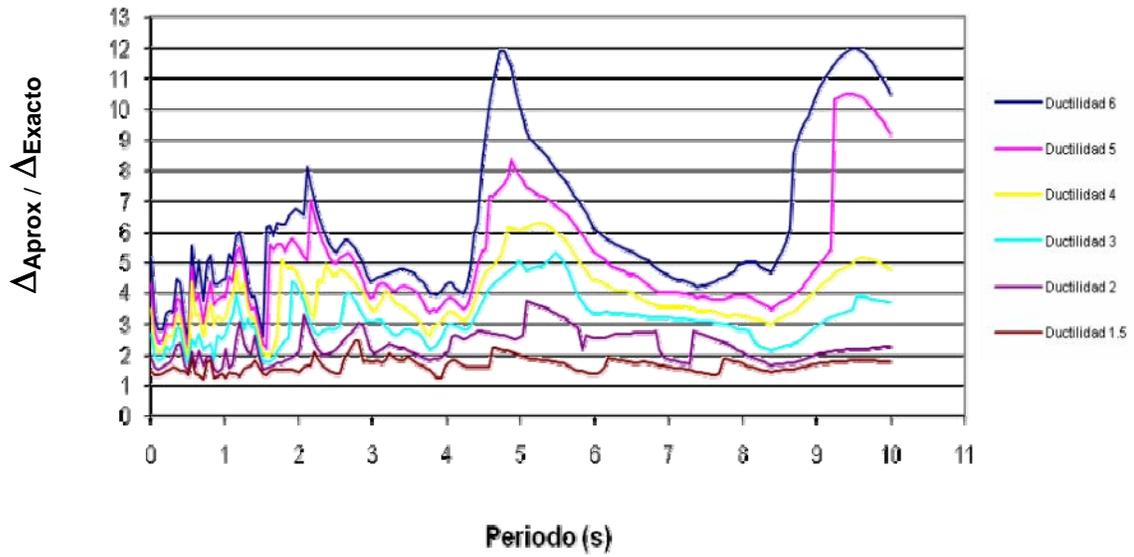
**Figura 4.7 Resultados del método de Miranda y Ruiz para la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, componente NS**

### 4.5.3 Resultados obtenidos de los Métodos Basados en Factores de Reducción de Resistencia ( $R_{\mu}$ )

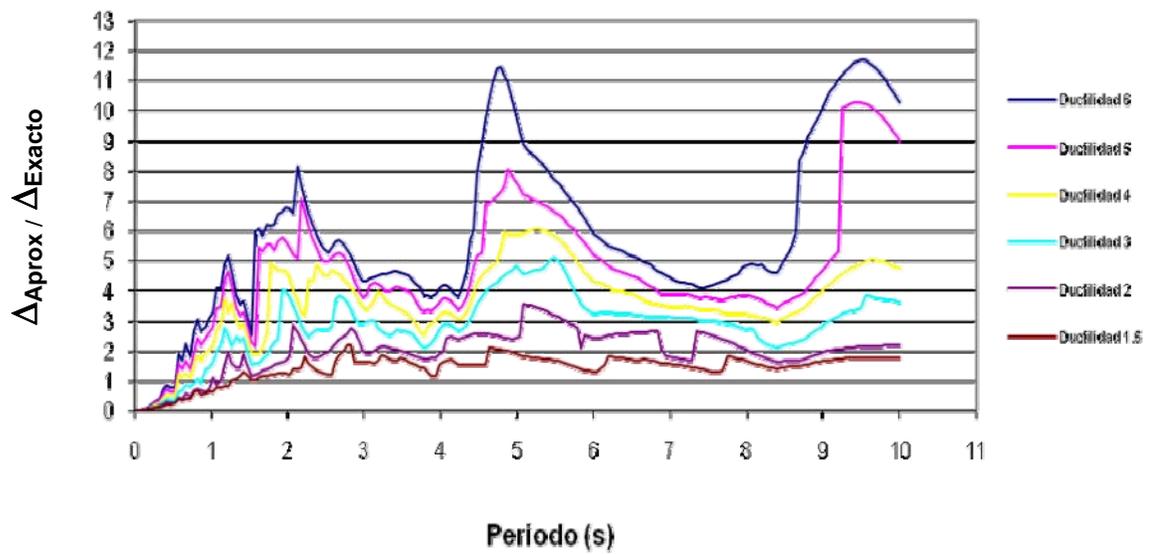
Los métodos basados en factores de reducción de resistencia ( $R_{\mu}$ ) empleados en el análisis fueron los de Nasar y Krawinkler (1991), Miranda (1993), Miranda y Báez (1998), Ordaz y Pérez (1998) y Arroyo y Terán (2002), obteniéndose los resultados que se muestran en las siguientes figuras:



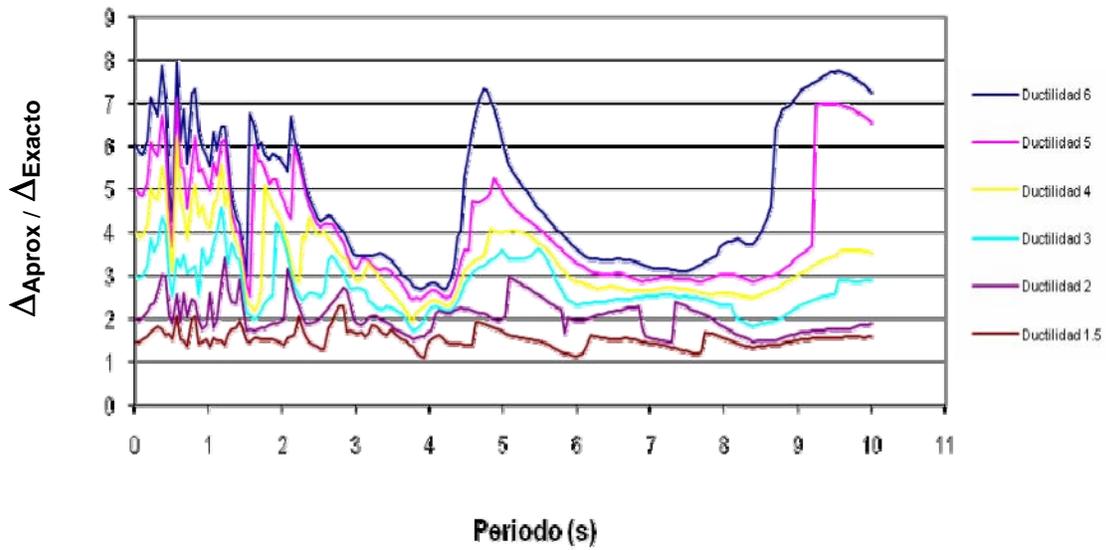
Miranda (1993)



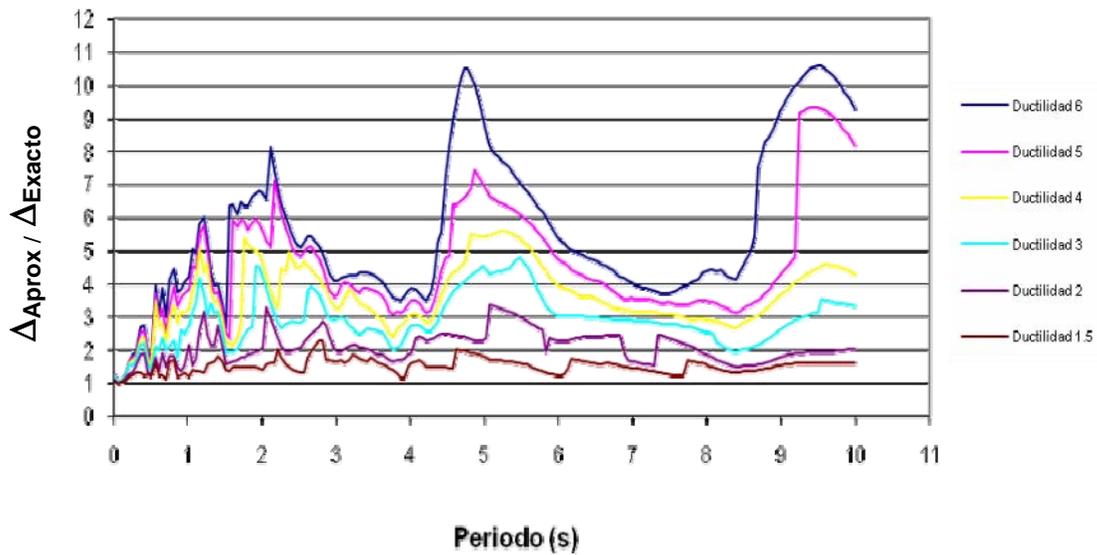
Miranda y Báez (1998)



Ordaz y Pérez (1998)

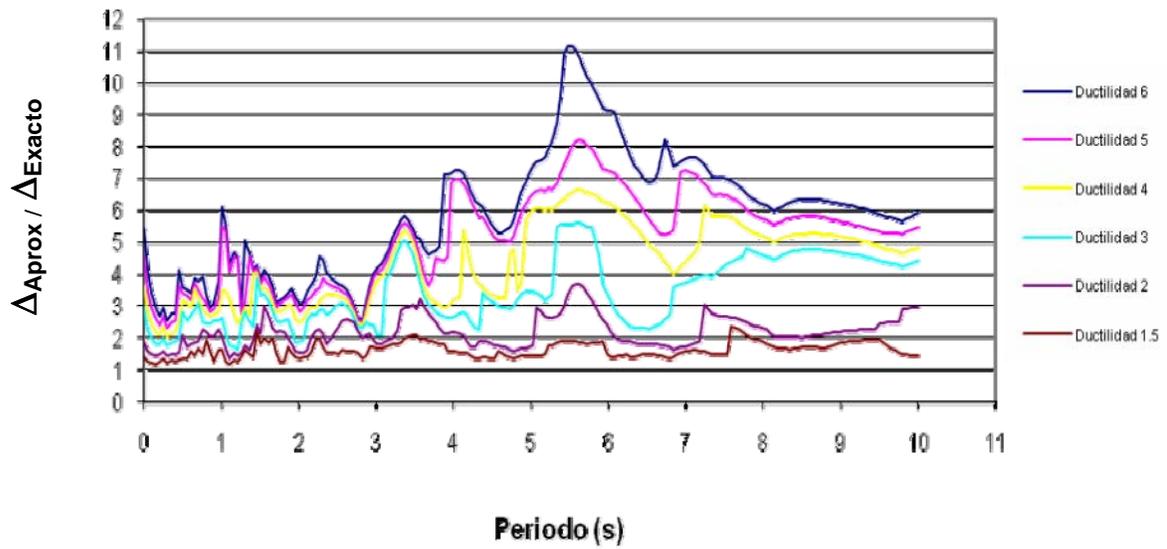


Terán y Arroyo (2002)

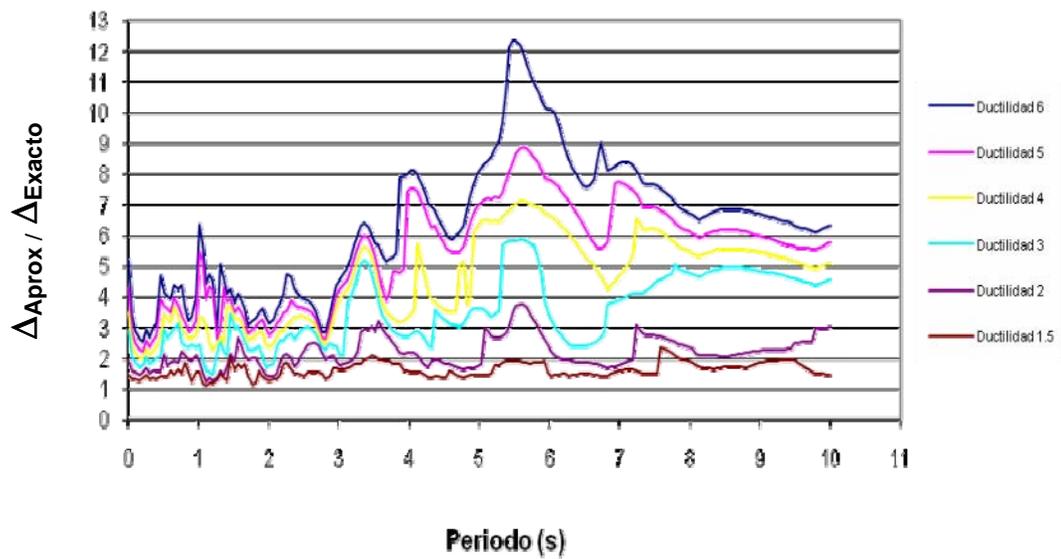


**Figuras 4.8 Resultados de los métodos basados en factores de reducción de resistencia para la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, componente EW**

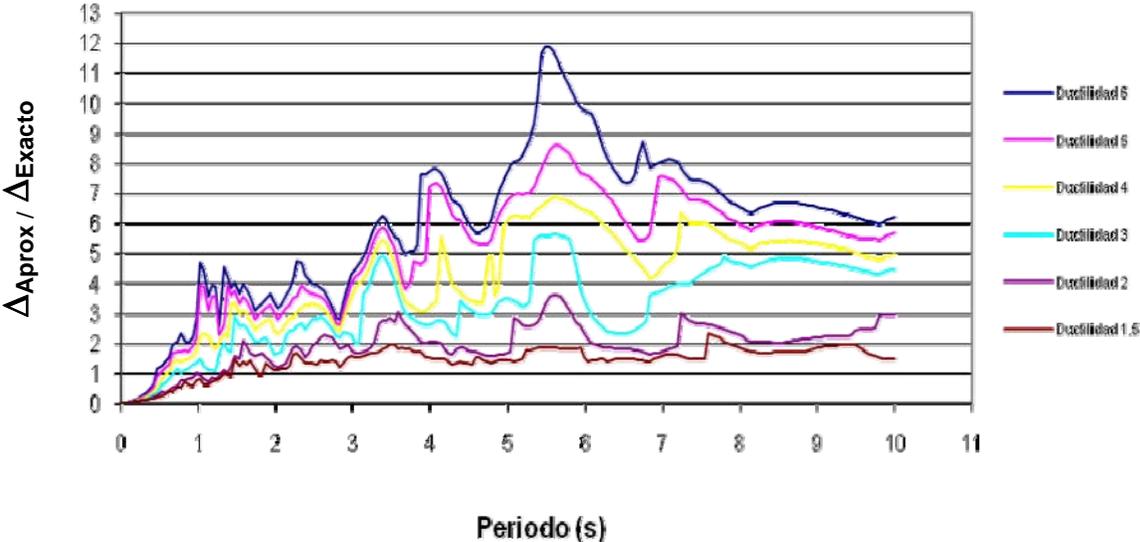
### Nasar y Krawinkler (1991)



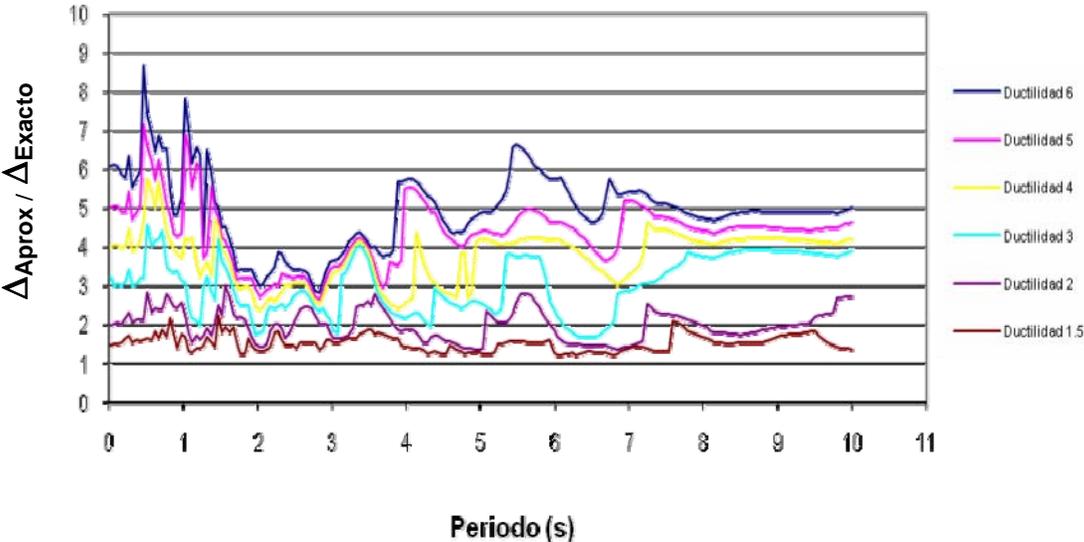
### Miranda (1993)



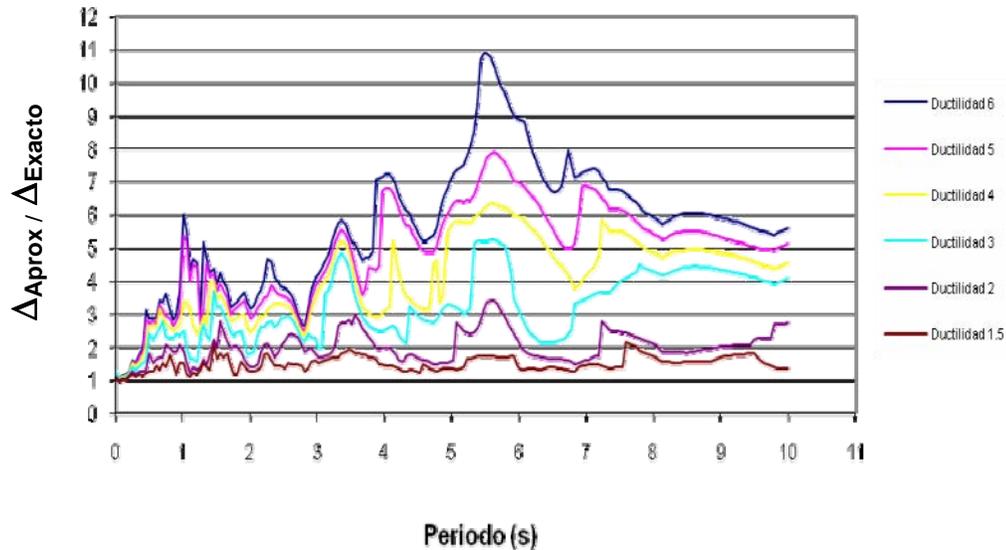
### Miranda y Báez (1998)



### Ordaz y Pérez (1998)



Terán y Arroyo (2002)



**Figuras 4.9 Resultados de los métodos basados en factores de reducción de resistencia para la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, componente NS**

Con los resultados anteriores se calcularon los errores logarítmicos por ductilidad y por periodo (Figuras 4.10 y 4.11) para poder analizar cuál de estos métodos tiene mejor predicción y presenta menor margen de error para estimar las demandas de desplazamiento inelástico en las estructuras de una manera más racional. Así, el error logarítmico se calculó mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln^2 \left( \frac{d_c}{d_o} \right)} \quad (4.30)$$

donde:

$\varepsilon$  = error logarítmico

N = número de muestras

$d_c$  = desplazamiento calculado (aproximado)

$d_o$  = desplazamiento obtenido de la solución exacta

La razón de utilizar el error logarítmico para evaluar la bondad de los métodos aproximados obedeció a que la escala logarítmica permite observar con mayor precisión el margen de error en comparación con la escala natural que ofrecen otras herramientas de análisis estadístico como son la media, desviación estándar y el coeficiente de variación.

Estos errores logarítmicos fueron obtenidos para diferentes ductilidades y para diferentes periodos de vibración, calculándose para cada uno de los sismos analizados y mostrándose las gráficas correspondientes en el Anexo E.

En las figuras 4.10 y 4.11 se observa que los errores logarítmicos por ductilidad tienden a incrementar conforme aumenta la ductilidad, además de notarse que el método que menor margen de error presenta en la mayoría de los análisis es el de Ordaz y Pérez (1998).

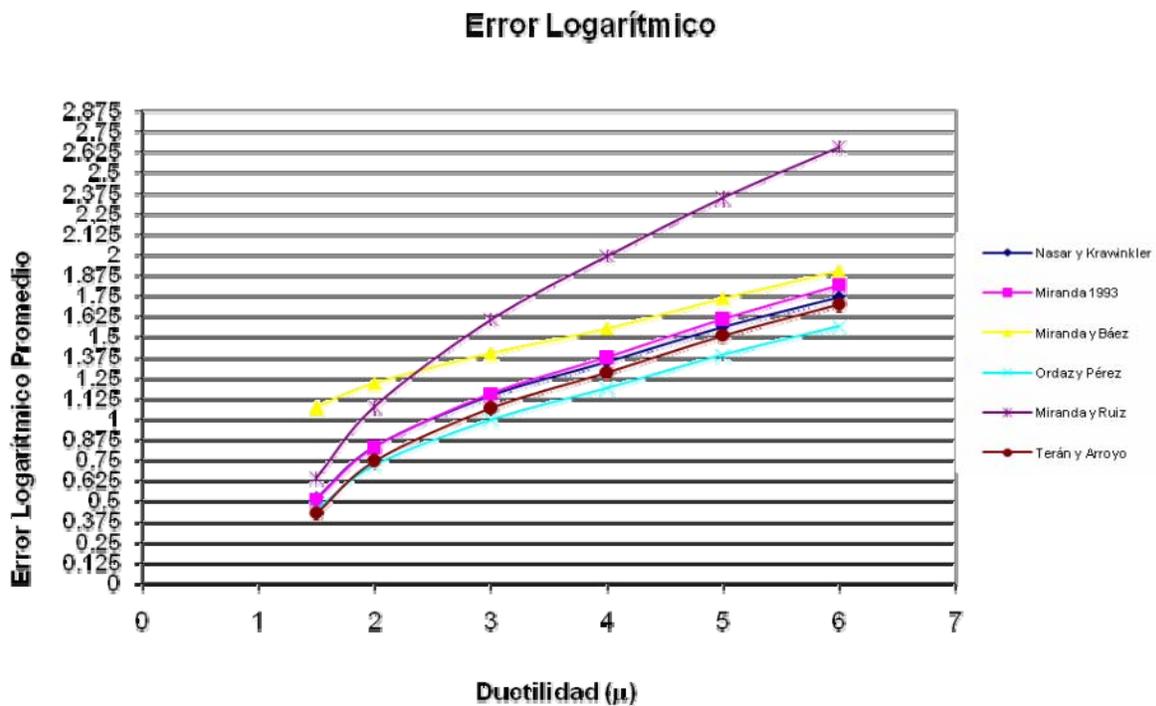
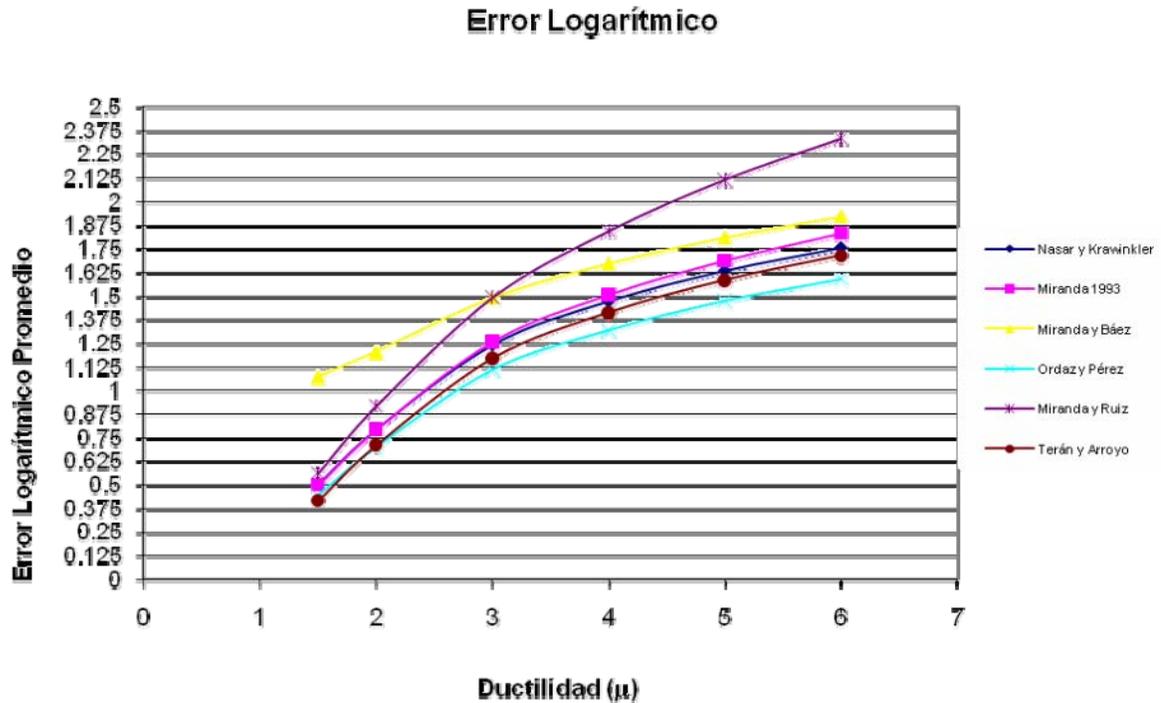


Figura 4.10 Error logarítmico por ductilidad de la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en su componente EW



**Figura 4.11 Error logarítmico por ductilidad de la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en su componente NS**

En la figura 4.12 se observa que con base en el cálculo de errores logarítmicos por periodo el método con mayor precisión es el de Ordaz y Pérez (1998) pues se comporta de forma casi continua apeándose a la unidad, en cambio, el método de Miranda y Báez (1998) es muy conservador para periodos cortos y se normaliza poco después dos segundos (2 s). Así, el método de Miranda y Ruiz (2001) sobreestima al doble en la mayoría de los análisis y el método de Terán y Arroyo (2002) subestima para periodos cortos, normalizándose poco después de los dos segundos.

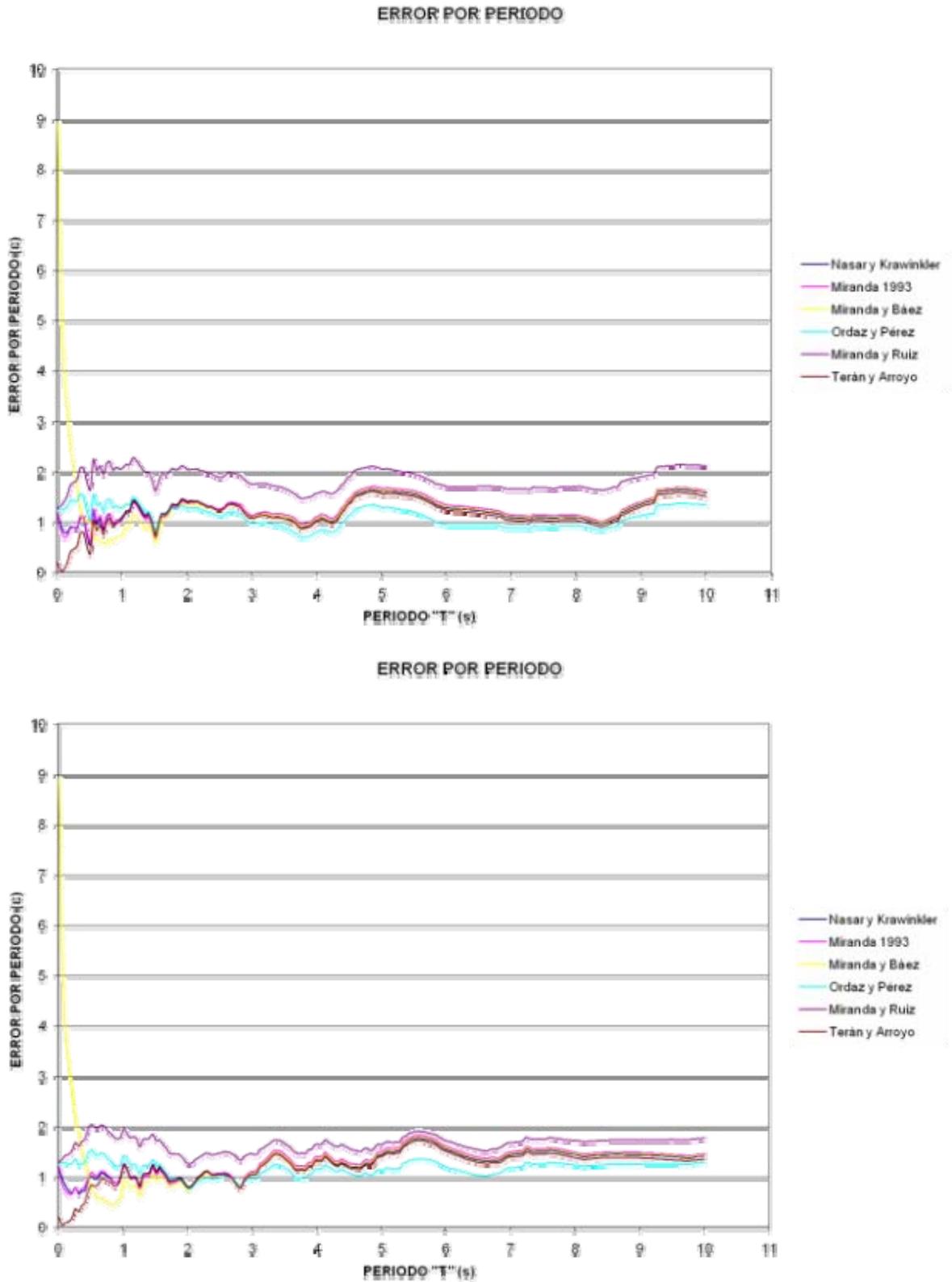
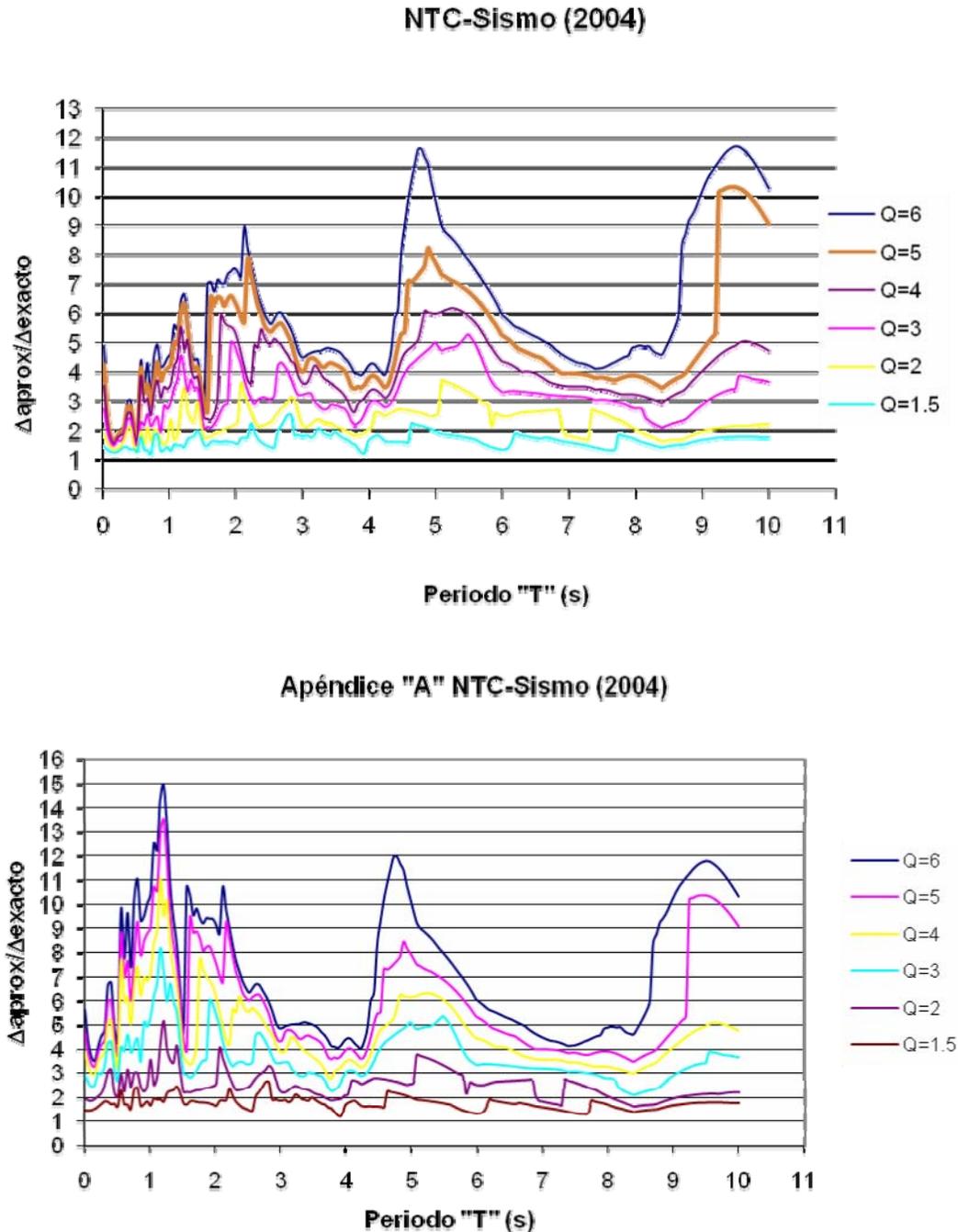


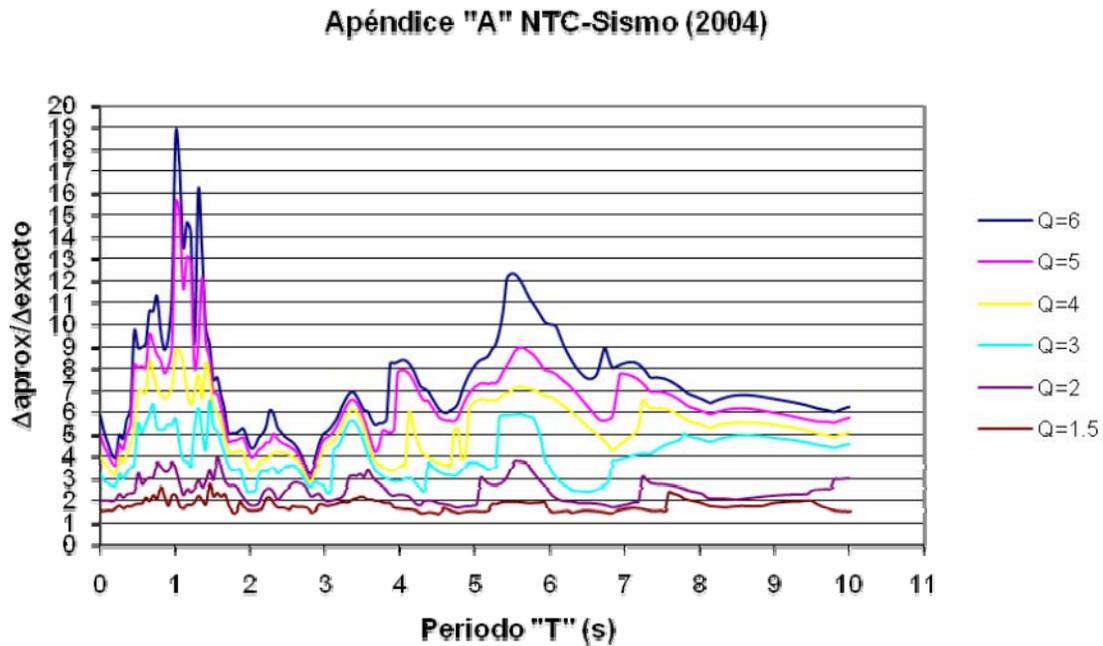
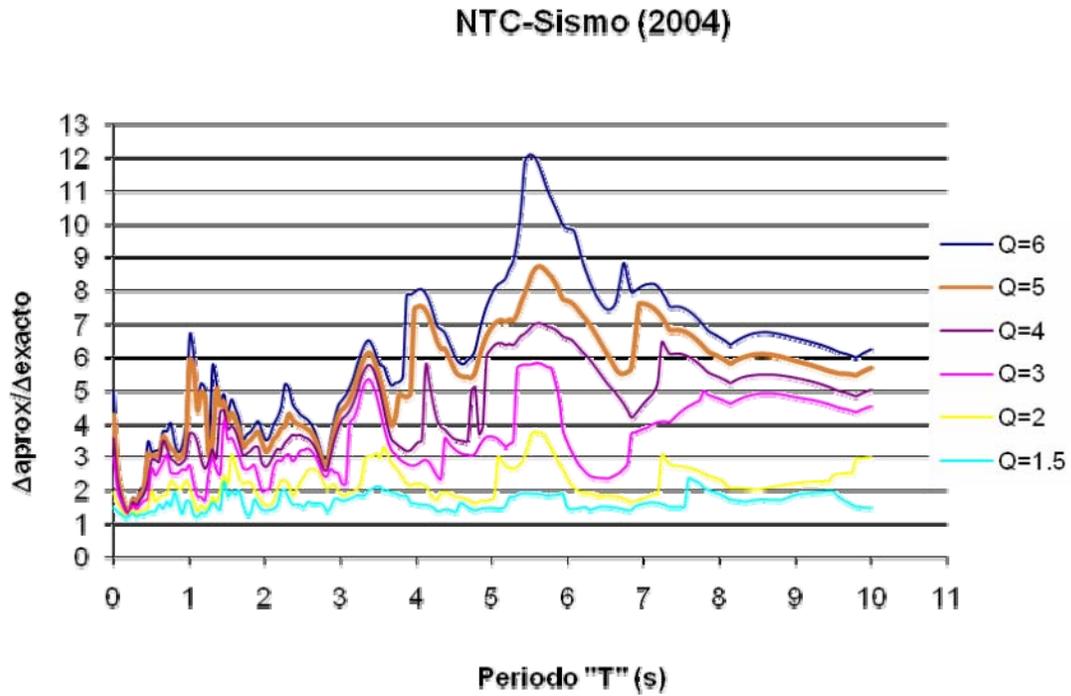
Figura 4.12 Errores logarítmicos por periodo de la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en sus componentes EW y NS

#### 4.5.4 Resultados obtenidos de los Criterios de las NTC-Sismo (2004)

Se procedió a comparar los criterios de las NTC-Sismo (2004) con los de su Apéndice Normativo A.3, cuyos resultados se muestran en las figuras 4.13 y 4.14:

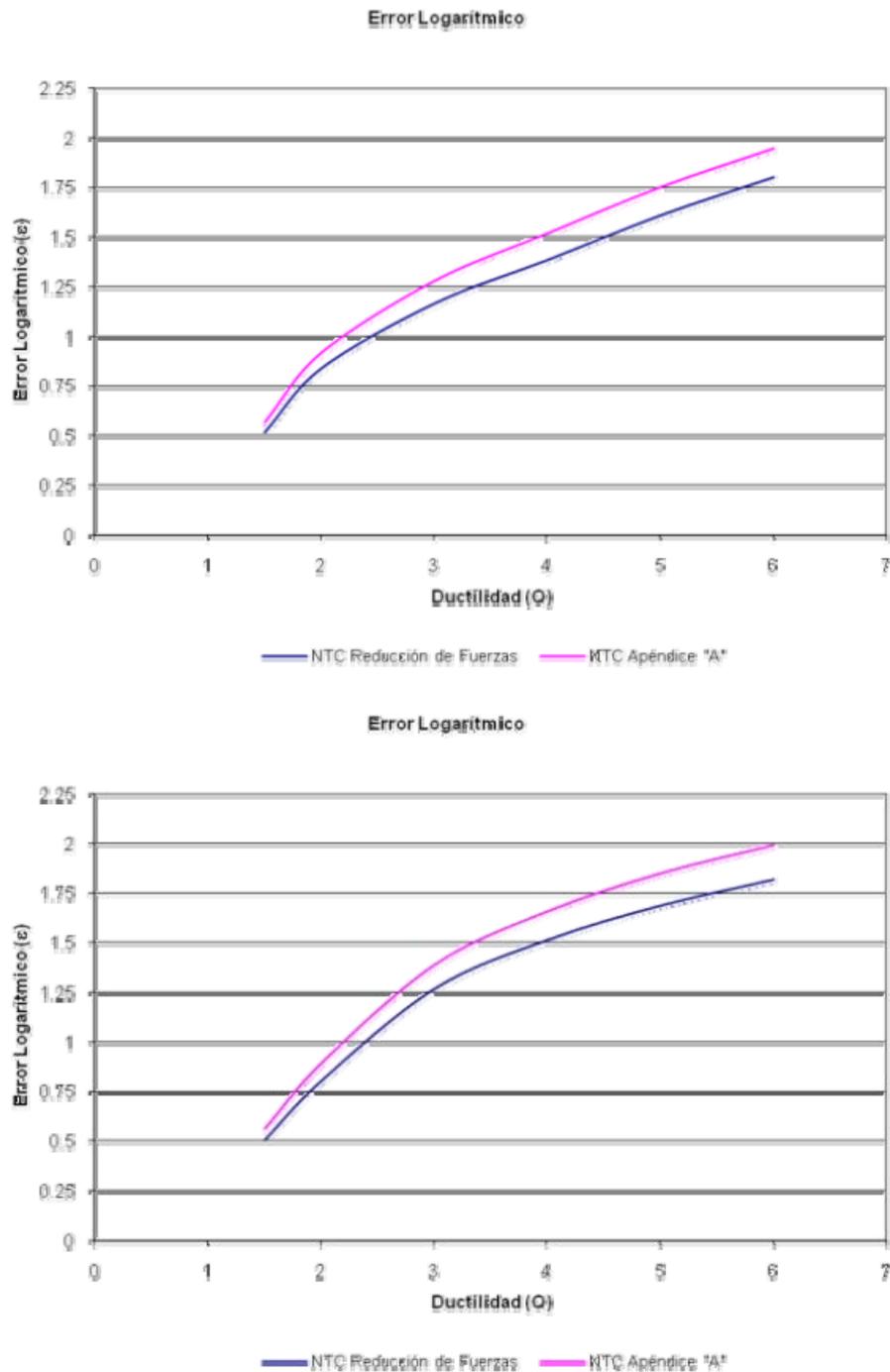


**Figura 4.13 Comparación de los Métodos Aproximados con respecto a las NTC-Sismo de la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en su componente EW**

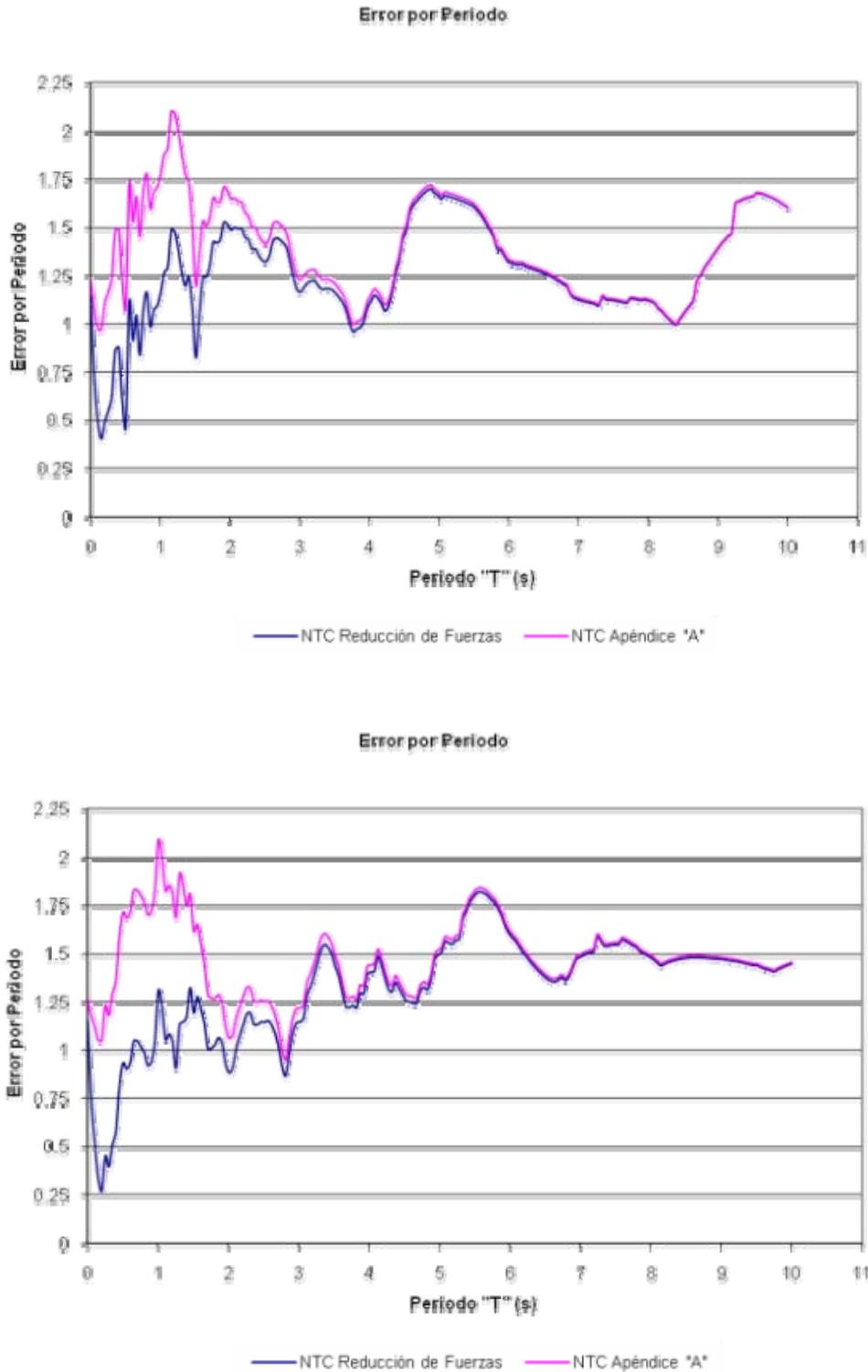


**Figura 4.14 Comparación de los Métodos Aproximados con respecto a las NTC-Sismo de la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en su componente NS**

De los resultados de las comparaciones de ambas propuestas de las NTC-Sismo se observa que la que presenta un mejor comportamiento es la basada en el criterio del cuerpo principal, tanto en el cálculo del error logarítmico como en el error por periodo, mostrándose en las figuras 4.15 y 4.16 los resultados obtenidos:



**Figura 4.15 Cálculo del error logarítmico por ductilidad para la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en sus componentes EW y NS**



**Figura 4.16 Cálculo del error logarítmico por periodo para la estación CUIG9802.031 durante el sismo del 3 de febrero de 1998, Magnitud 6.4, en sus componentes EW y NS**

Como es posible apreciar, durante el cálculo del error logarítmico por periodo se presentan discrepancias significativas en periodos inferiores a los cuatro segundos (4 s) normalizándose los resultados a partir de este punto y siendo muy similares para ambos criterios de diseño.

Se deduce que las NTC-Sismo (2004) en comparación con los métodos aproximados, en especial con relación al de Ordaz y Pérez (1998) que presentan en general un comportamiento conservador para las diversas regiones espectrales; para periodos inferiores a 1 s, característico de estructuras rígidas se observa una tendencia a subestimar las demandas de desplazamiento inelástico hasta en un 80%; para periodos comprendidos entre 1 y 3 segundos, típico de las estructuras flexibles, se observa un comportamiento conservador hasta en un 60% y, finalmente, para periodos superiores a 3 segundos se observa una tendencia conservadora que continúa con la línea de tendencia de los métodos analizados.

Cabe mencionar que no debe dejarse pasar por alto el comportamiento de los suelos firmes y de transición, dando por hecho que se comportarán de manera adecuada ante la acción sísmica, por consiguiente no deben descartarse los estudios pertinentes en materia de ingeniería sísmica para la proyección y análisis de las estructuras en estos tipos de suelo.

# CAPÍTULO

## 5

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para simplificar el análisis de resultados, correspondientes a 152 señales, se procedió a calcular el error logarítmico promedio de cada método, asociado al tipo de terreno y componente de movimiento (N-S y E-W). De esta forma se obtuvieron gráficas en las que en una sola se comparan todos los métodos para de esta manera identificar el de mejor predicción. Bajo este esquema se procedió a evaluar el margen de error que ofrecen estos métodos cuando se varía la ductilidad esperada en el sistema, así como el periodo de vibración de la estructura, tal como se comenta a continuación.

#### **5.1 Análisis del error con la variación de la ductilidad, $\mu$**

En las figuras 5.1 y 5.2 se aprecia que el error en la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico crece en la misma medida en que se incrementa la ductilidad esperada en la estructura, independientemente del método empleado, tanto en suelo firme como en suelo de transición.

Así, el método que mejor comportamiento tiene y cuya predicción es más acertada es el de Ordaz y Pérez (1998) ya que presenta el menor error logarítmico promedio por ductilidad de todas las señales analizadas, en cambio, el método de Miranda y Ruiz (2001) tiende a incrementar su error de forma considerable a medida en que se incrementa el valor de la ductilidad.

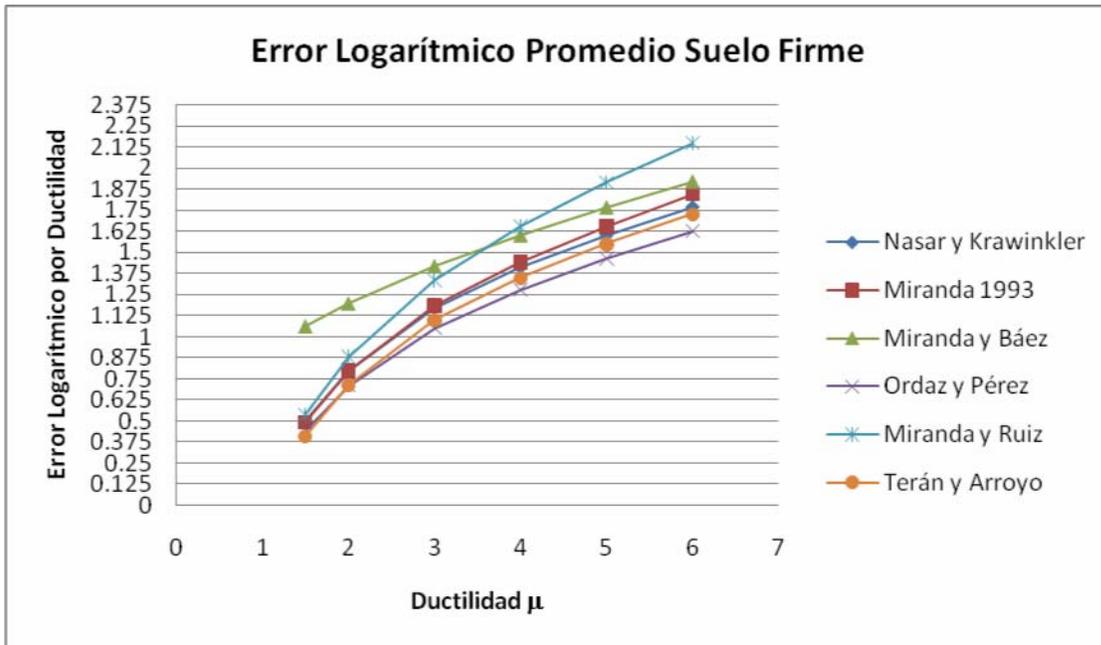


Figura 5.1 Error Logarítmico Promedio en Suelo Firme

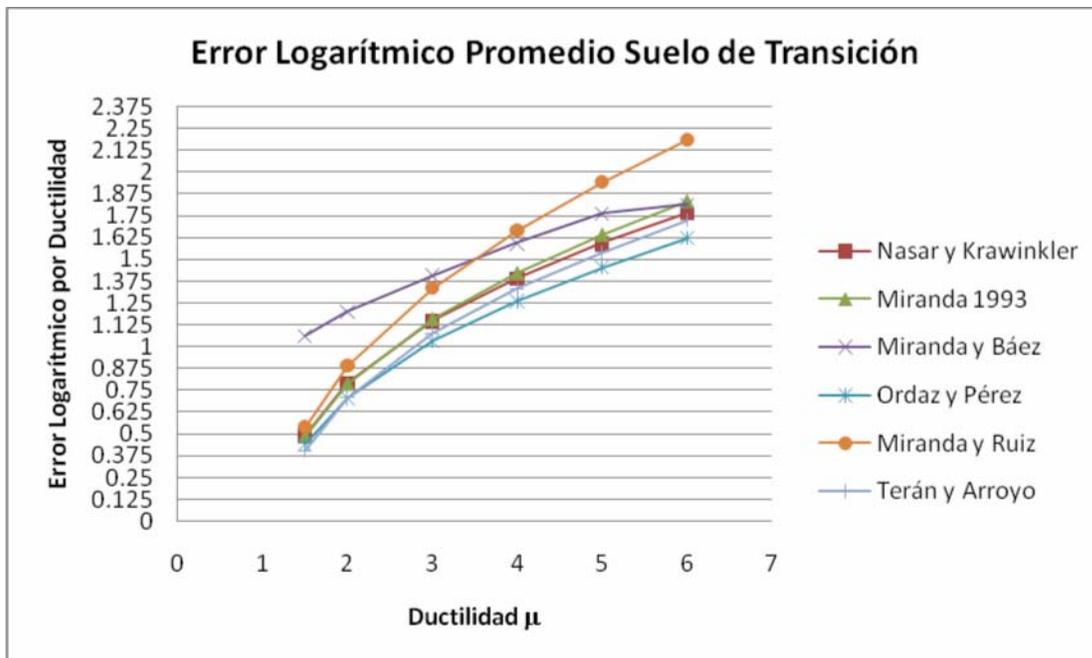


Figura 5.2 Error Logarítmico Promedio en Suelo de Transición

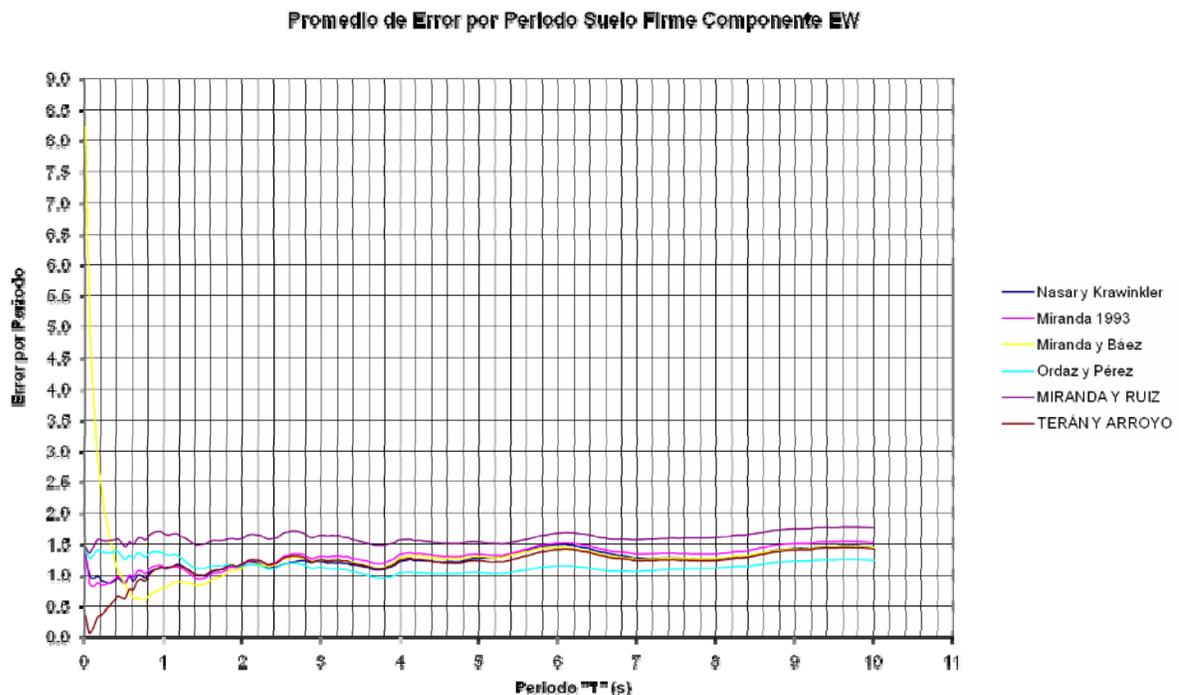
## 5.2 Análisis por región espectral

En las figuras 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6 es posible apreciar que el método de Ordaz y Pérez (1998) es el que presenta el menor grado de error tanto para ductilidad como para periodo, es decir, el comportamiento de su método es hasta cierto punto preciso (se apega a la unidad) y no denota inclinación hacia el lado conservador (mayor que la unidad) o hacia la subestimación (menor que la unidad), tanto para suelo firme como suelo de transición.

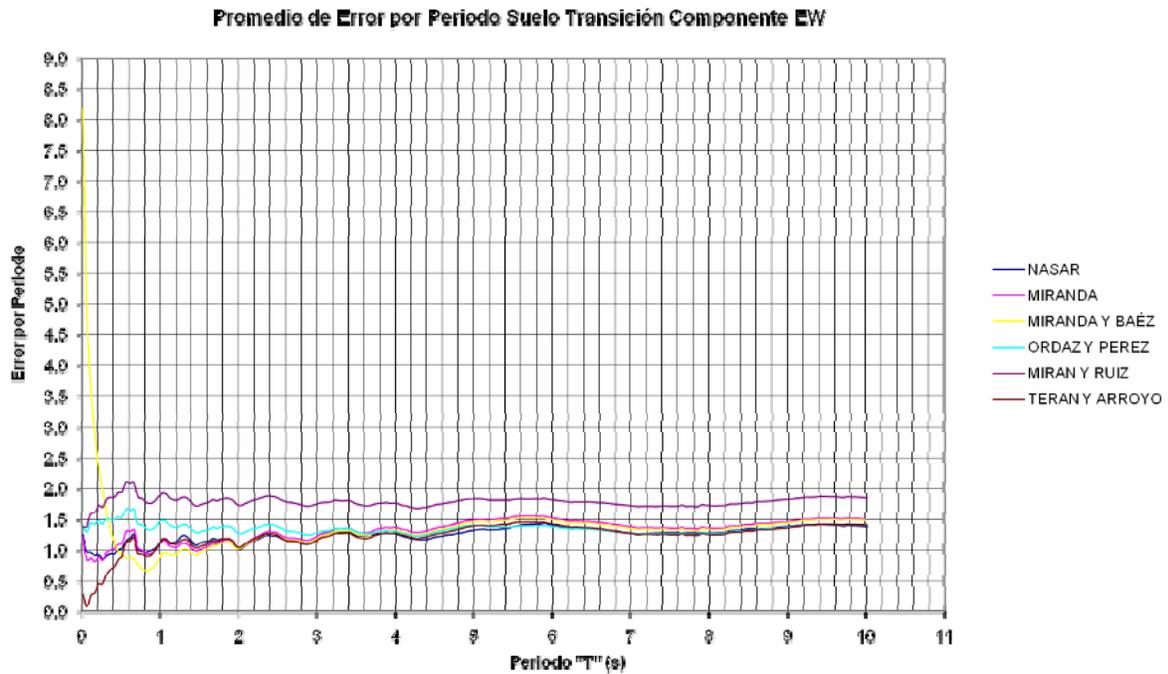
Cabe mencionar que para periodos inferiores a un segundo (1 s) el método de Miranda y Báez (1998) es muy conservador pues sobreestima hasta en un 900% el valor real del comportamiento de las estructuras ante la acción del sismo, por lo que para este método es recomendable utilizarlo para estructuras cuyo periodo de vibración es mayor a 1 s. Por otra parte, el método de Arroyo y Terán (2002) es muy conservador pues subestima casi hasta en un 95% para periodos inferiores a 0.5 s, en cambio, el resto de los métodos tiene un comportamiento similar. Esto es de vital importancia ya que en estos rangos se encuentran las estructuras rígidas como son puentes o estructuras de mampostería.

Para periodos que van desde 1 hasta 3 segundos, rango de las estructuras flexibles, todos los métodos presentan un comportamiento similar, con sobreestimaciones máximas del 50% pero siendo el método de Ordaz y Pérez (1998) el que menor margen de error presenta.

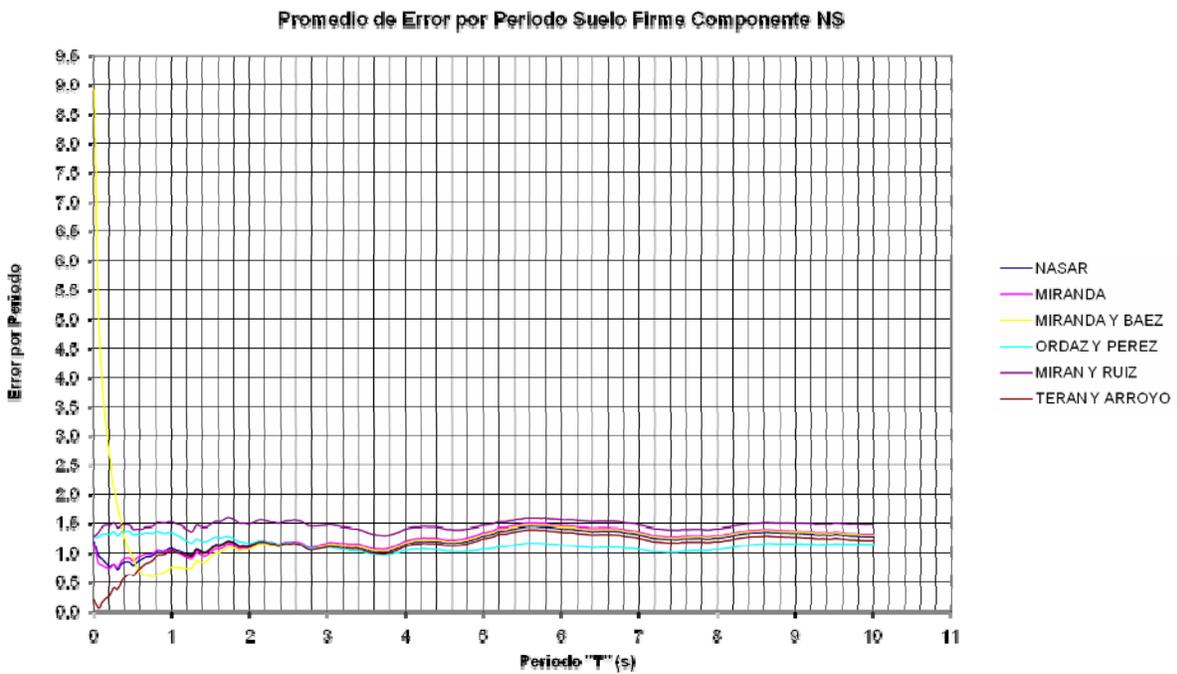
Finalmente, para periodos superiores a los 3 segundos, la tendencia indica que los métodos poseen errores por periodo que están en el rango de entre 1 y 1.5 pero siendo el método de Ordaz y Pérez (1998) nuevamente el que menor margen de error posee.



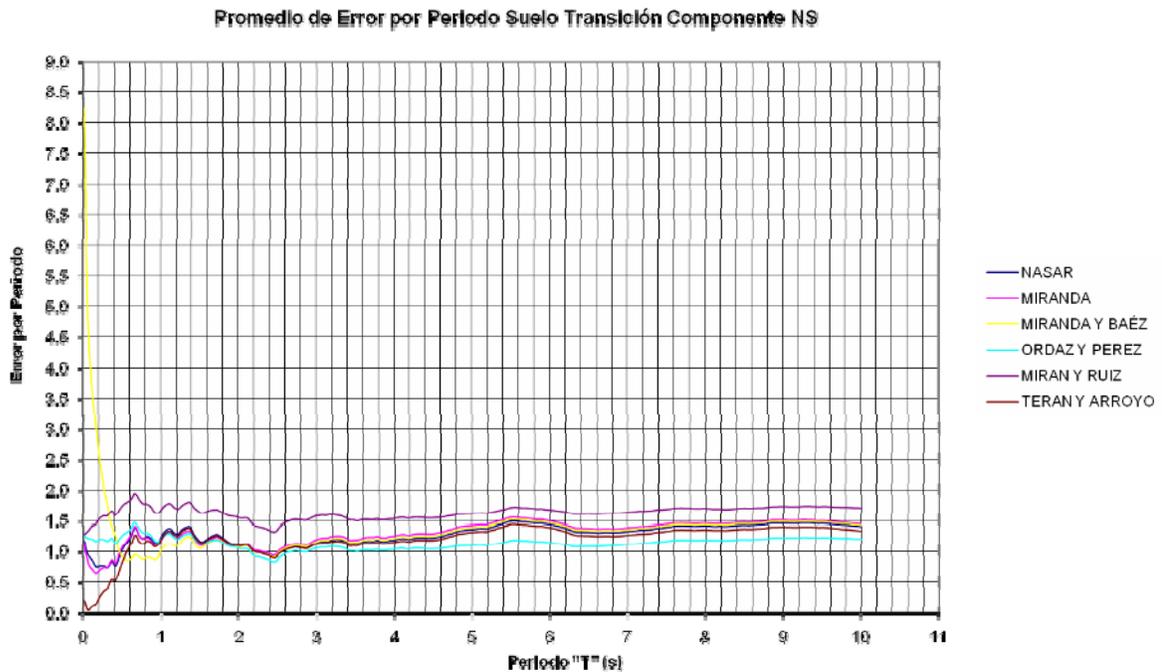
**Figura 5.3 Error por Periodo Promedio en Suelo Firme Componente EW**



**Figura 5.4 Error por Periodo Promedio en Suelo de Transición Componente EW**



**Figura 5.5 Error por Periodo Promedio en Suelo Firme Componente NS**



**Figura 5.6 Error por Periodo Promedio en Suelo de Transición Componente NS**

Como se aprecia en las figuras descritas, el método que ofrece una mejor estimación de las demandas de desplazamiento inelástico es el de Ordaz y Pérez (1998), sin embargo es un tanto impráctico ya que se requiere conocer el desplazamiento del terreno en el sitio, obtenido mediante el análisis elástico de las señales de los acelerogramas mediante un modelo elastoplástico perfecto, razón por la cual los métodos de Arroyo y Terán (2002) y el de Miranda (1993) resultan ser de mayor utilidad aunque de menor precisión. Por ejemplo, el método de Arroyo y Terán (2002) tiene una gran subestimación para periodos cortos, en los que están comprendidas construcciones como las de mampostería y los puentes, en cambio, el método de Miranda (1993) es un poco más exacto presentando una ligera subestimación para periodos cortos para después seguir una tendencia conservadora.

Así mismo, se presentan mayores errores para los análisis realizados en suelo de transición, esto se traduce en un incremento de los errores por periodo promediados hasta en un 30%, pero se conservan las tendencias observadas en terreno firme y el método que mejor comportamiento ofrece sigue siendo el de Ordaz y Pérez (1998).

Finalmente, se encontraron inconsistencias en los periodos del terreno que proponen las NTC-Sismo (2004), en la cual no se tiene claramente establecido en el mapa de isoperiodos los probables periodos dominantes del terreno en zona de suelos firmes y de transición, ya que se limita a recomendar que para estas zonas se manejen periodos menores a 1 s, por lo cual sería factible que para estudios futuros se proponga una técnica analítica para estimar el periodo del sitio en terrenos firmes y de transición con base en registros sísmicos obtenidos en campo.

# CAPÍTULO

## 6

### CONCLUSIONES

En el presente trabajo se abordó una parte del diseño basado en desplazamiento, el cual representa una filosofía actual que busca un diseño más racional y confiable en la seguridad y funcionalidad de las edificaciones ante la acción del sismo.

Así, de manera particular, se abordó la parte relacionada con la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico, que ha sido poco estudiado debido a que en la práctica profesional se diseña con fuerzas laterales reducidas por un factor que trata de tomar en consideración el comportamiento no lineal de las estructuras ante una excitación sísmica. Sin embargo, los desplazamientos permiten tener una relación más directa con los niveles de deformación que pueden experimentar los materiales de construcción y en consecuencia con el nivel de daño que pueda alcanzar la construcción, lo cual representa una ventaja para evaluar el desempeño de las edificaciones desde el punto de vista de su funcionalidad, situación que no se puede determinar con toda precisión con los diseños basados en resistencia, y desde luego de su seguridad estructural.

Para el estudio de las demandas de desplazamiento inelástico se revisaron diferentes métodos aproximados para estructuras cimentadas en suelo firme y de transición, para ello se analizaron 152 señales sísmicas con apoyo del programa DEGTRA.

Se observó que con los métodos aproximados se pierde precisión en la estimación de las demandas conforme se espera mayor ductilidad de la estructura, de esta manera, para ductilidades mayores a dos el error crece gradualmente.

En cuanto al análisis del error que guardan los métodos aproximados en la predicción de estas demandas se encontró que para periodos cortos, menores a 1 s, tienden a tener poca precisión en la evaluación. Esto representa una desventaja para la evaluación de la seguridad sísmica de construcciones pequeñas y rígidas, como suelen ser las viviendas, construcciones históricas y algunos puentes, por lo cual se recomienda que para futuras investigaciones se ponga cuidado en afinar este aspecto de los métodos aproximados.

No obstante, existen métodos que ofrecen mejor predicción que otros, en este sentido se observó que el método de Ordaz y Pérez (1998), método basado en factores de reducción de resistencia ( $R_{\mu}$ ), es el que ofrece mejor aproximación para la predicción de dichas demandas, esto se observa en las gráficas presentadas en el capítulo 5, en donde, para ductilidades altas, los métodos presentan errores proporcionales siendo éste método el de menor margen de error en comparación con los demás; de igual manera se observa que para periodos largos, muestra un comportamiento representativo de la estructura sin subestimar ni caer en el lado conservador. La desventaja de la aplicación de este método es que se requiere conocer el desplazamiento del terreno en el sitio de estudio y para ello se necesita de la toma y procesamiento de datos específicos, razón por la cual se vuelve impráctico.

Sin embargo, los métodos de Arroyo y Terán (2002) y el de Miranda (1993) son más prácticos pues sus ecuaciones son menos elaboradas y casi alcanzan la misma precisión que el método de Ordaz y Pérez (1998), no obstante tienen sus desventajas como son el subestimar el comportamiento de las estructuras para periodos cortos, lo cual afecta principalmente a las construcciones rígidas como estructuras de mampostería, monumentos históricos y puentes, como se comentó, y el ser conservadores para periodos superiores a los 2 segundos.

Por último, gracias a los análisis realizados mediante espectros de respuesta y cocientes espectrales a las señales sísmicas, se encontraron inconsistencias en los periodos del terreno que proponen las NTC-Sismo (2004), en la cual no se tiene claramente establecido en el mapa de isoperiodos los probables periodos dominantes del terreno en zona de suelos firmes y de transición, ya que se limita a recomendar que para estas zonas se manejen periodos menores a 1 s. Por lo cual sería factible que para estudios futuros se proponga una técnica analítica para estimar el periodo del sitio en terrenos firmes y de transición con base en registros sísmicos obtenidos en campo, labor que desde luego no es sencilla por el estudio de la difracción de las ondas sísmicas en suelos de consistencia firme que al parecer no manejan un patrón de comportamiento dinámico único, tal como ocurre en los suelos blandos.

**REFERENCIAS**

**Arroyo D. y Terán A. (2002)**, “Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de eestructuras con sistemas pasivos de disipación de energía”, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 66, México, D.F.

**Aschheim M. A. y Black E. F. (2000)**, “Yield Point Spectra for seismic design and rehabilitation”, Earthquake Spectra, Vol. 16, USA.

**Bazán, Z. E. y Meli, P. R. (1985)**, “Manual de Diseño Sísmico de Edificios”: de Acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Editorial Limusa, México D.F.

**BMSF (1995)**, “Base Mexicana de Sismos Fuertes”, CD elaborado por: CFE, CENAPRED, Instituto de Ingeniería (UNAM), Fundación ICA y Fundación Barros Sierra, México D.F.

**Bozzo, L. M. (2000)**, “Diseño Sismorresistente de Edificios” Técnicas Convencionales y Avanzadas, Editorial Reverte, Barcelona, España.

**Calvi G. y Kingsley G. (1995)**, “Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures”, Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 24, USA.

**CENAPRED (2003)**, “El Sismo de Tecomán Colima del 21 de enero de 2003 (Me 7.6)”, Informes Técnicos, CENAPRED, México D.F.

**CFE (1993)**, “Manual de Obras Civiles. Diseño por Sismo”, Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.

**Chopra, A. K. (1995)**, “Dynamics of Structures”, Prentice-Hall, USA.

**Dowrick, D. J. (1984)**, “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para Ingenieros y Arquitectos”, Editorial Limusa, México D.F.

**Flores, M. R. (2006)**, “Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico de Estructuras Ubicadas en la Ciudad de México”, Tesis Licenciatura para obtener el grado de Ingeniero Civil, FES-Acatlán, UNAM, México, D.F.

**Freeman S. A. (1998)**, “The capacity spectrum method as a tool for seismic design”, Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, París, Francia.

**Fundación ICA, A.C. (1998)**, “Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985”, Editorial Limusa, México D.F.

**Green, N. B. (1980)**, “Edificación, Diseño y Construcción Sismorresistentes”, Editorial Gili, Barcelona, España.

- Gulkan, P. y Sozen, M. (1974)**, “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquakes Motions”, ACI Journal, Vol. 71.
- Juárez, B. E. y Rico, R. A. (1991)**, “Mecánica de Suelos” Fundamentos de Mecánica de Suelos, Tomo I, Tercera Edición, Editorial Limusa, México D.F.
- Kowalsky M. J. (2001)**, “A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, USA.
- Meli, P. R. (2002)**, “Diseño Estructural”, Segunda Edición, Editorial Limusa, México D.F.
- Miranda, E. (1993)**, “Site-Dependent Strength Reduction Factors”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, Número 12, USA.
- Miranda, E. (1997)**, “Hacia la Transparencia en Criterios de Diseño Sísmico”, Revista Ingeniería Civil, Número 333 y 334, CICM, México D.F.
- Miranda, E. y Ruiz-García, J. (2002)**, “Estimation of Maximum Inelastic Displacement Demands”, John Wiley & Sons, USA.
- Nassar A. y Krawinkler H. (1991)**, “Seismic demands for SDOF and MDOF systems”, Report 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, USA.
- Newmark, N. M. (1976)**, “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Editorial Diana, México D.F.
- NTC – Criterios y Acciones (2004)**, “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México D.F.
- Ordaz, S. M. (2005)**, “Sismos”, Serie Fascículos, CENAPRED, México D.F.
- Ordaz, S. M., Guerrero, R. y Reynoso, E. (1997)**, “Duración del Movimiento durante Sismos”, Revista Ingeniería Civil, Número 339, CICM, México D.F.
- Ordaz, S. M. y L. E. Pérez-Rocha (1998)**, “Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, USA.
- Ordaz, S. M., Miranda, E. y Avilés, J. (2000)**, “Propuesta de Espectro de Diseño por Sismo para el Distrito Federal”, México D.F.
- Ordaz, S. M. y Montoya, C. (2000)**, “Programa DEGTRA 2000”, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F.

- Park, R. y Paulay, T. (1978)**, “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México D.F.
- Paz, M. (1992)**, “Dinámica Estructural” Teoría y Cálculo, Editorial Reverte, Barcelona, España.
- Priestley M., Seible F. y Calvi G. (1996)**, “Seismic design and retrofit of bridges”, John Wiley and Sons, Inc., USA.
- RCDF (2004)**, “Reglamento de Construcción para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- Rivera, V. D. (2005)**, “Revisión de los Métodos Aproximados para Calcular Demandas de Desplazamiento Inelástico en Suelos Blandos”, Memoria del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D.F.
- Rivera, V. D. y Meli, P. R. (2004)**, “Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado”, Memoria del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, México.
- Rivera, V. D. y Meli, P. R. (2008)**, “Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado”, Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México D.F.
- Rodríguez, M. E. y R. Montes (1998)**, “Comportamiento sísmico no lineal de edificaciones sobre suelo blando”, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 58, México D.F.
- Ruiz, J. (1999)**, “Efecto de la Degradación de la Rigidez en los Factores de Reducción de Resistencia de Estructuras Cimentadas en Suelos Blandos”, Memoria del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, México.
- Ruiz, J. y Miranda, E. (2004)**, “Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on Soft Soil Sites”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, Número 12, USA.
- Saatcioglu M. y Razvi S. R. (2002)**, “Displacement-based design of reinforced concrete columns for confinement”, ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, USA.
- Santa Ana, P. (1996)**, “Demandas de Desplazamiento Inelástico en Estructuras en la Zona Blanda de la Ciudad de México”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- Santoyo, E., Riquing, L, y Ovando, E. (1989)**, “El Cono en la Exploración Geotécnica”, TGC Geotecnia, México D.F.
- Sauter, F. (1990)**, “Introducción a la Sismología”, Costa Rica.

**SSN (2008)**, “Página de Internet del Servicio Sismológico Nacional”, <http://www.ssn.unam.mx>

**Sullivan T. J., Calvi G. M. y Priestley M. J. N. (2003)**, “The limitations and performances of different displacement based design methods”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, Imperial College Press, UK.

**Veletsos, A. S. y Newmark, N. M. (1960)**, “Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions”, *Memorias*, 2<sup>nd</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, Japón.

**Wolf, J. P. (1985)**, “Dynamic Soil-Structure Interaction”, Prentice-Hall, Nueva Jersey.

# **ANEXO**

## **A**

**REGISTROS SÍSMICOS MEDIDOS EN LA ZONA FIRME Y DE  
TRANSICIÓN DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

**Tabla I.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985 (Magnitud 8.1)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración $\text{cm/s}^2$ (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018509.191	0.01	-32.54	26.80	Zona I	177.99	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio	CUIP8509.191	0.01	34.07	-31.40	Zona I	73.15	19.33	99.183
I de I UNAM	Mesa Vibradora	CUMV8509.191	0.01	-38.28	-35.41	Zona I	62.58	19.33	99.183
I de I UNAM	Madín Margen Izquierda	MADI8509.191	0.02	6.154	9.782	Zona I	38.6	19.536	99.261
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8509.191	0.01	-41.63	41.15	Zona II	129.15	19.358	99.171
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8509.191	0.01	-31.58	-33.97	Zona I	175.16	19.403	99.194

**Tabla I.2 Sismo del 21 de septiembre de 1985 (Magnitud 7.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración $\text{cm/s}^2$ (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I UNAM	IDEI Patio	CUIP8509.211	0.02	-13	14.76	Zona I	29.1	19.33	99.183
I de I UNAM	Mesa Vibradora	CUMV8509.211	0.01	-12.44	12.44	Zona I	31.94	19.33	99.183
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8509.211	0.01	-26.8	-21.05	Zona II	83.57	19.358	99.171
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8509.211	0.01	-12.92	-13.88	Zona I	139.85	19.403	99.194

**Tabla I.3 Sismo del 30 de abril de 1986 (Magnitud 7.0)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración $\text{cm/s}^2$ (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018604.301	0.01	4.817	4.54	Zona I	50.2	19.33	99.183
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8604.301	0.01	-4.026	5.187	Zona II	14.7	19.358	99.171

**Tabla I.4 Sismo del 25 de abril de 1989 (Magnitud 6.9)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración $\text{cm/s}^2$ (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Angel Urraza	AU468904.251	0.01	5.315	24.998	Zona II	148.97	19.383	99.168
CIRES	Cerro de la Estrella	CE188904.251	0.01	3.970	4.753	Zona I	64.38	19.34	99.085
FICA	Coyoacán	CO478904.251	0.005	4.935	12.969	Zona II	171.52	19.371	99.17
CIRES	Colinas del Sur	CS788904.251	0.01	7.185	8.037	Zona I	110.88	19.366	99.226
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT648904.251	0.01	4.128	3.921	Zona I	50.03	19.488	99.114

**Continuación Tabla I.4 Sismo del 25 de abril de 1989 (Magnitud 6.9)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018904.251	0.01	10.530	13.400	Zona I	54.16	19.33	99.183
I de I UNAM	Laboratorio de Desarrollo	CU028904.251	0.01	-9.450	12.680	Zona I	50.34	19.33	99.183
I de I UNAM	Laboratorio de Desarrollo	CU038904.251	0.01	12.440	13.880	Zona I	40.84	19.33	99.183
I de I UNAM	Roma	DFRO8904.251	0.01	55.350	45.890	Zona II	165.07	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Reynosa	DR168904.251	0.01	5.724	22.854	Zona II	136.28	19.501	99.183
CIRES	Esparza Oteo	EO308904.251	0.01	4.454	17.150	Zona II	131.98	19.389	99.177
FICA	Escandón	ES578904.251	0.005	5.683	19.005	Zona II	140.795	19.402	99.177
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ748904.251	0.01	7.915	11.683	Zona I	109.96	19.299	99.21
FICA	Granjas	GR278904.251	0.005	28.299	41.211	Zona II	99.84	19.475	99.18
FICA	Lindavista	LV178904.251	0.005	9.696	32.101	Zona II	243.2	19.493	99.128
CIRES	Mariano Escobedo	ME528904.251	0.01	4.867	20.852	Zona II	112.79	19.438	99.182
CIRES	Mariscal Tito	MT508904.251	0.01	4.916	14.323	Zona I	77.71	19.425	99.19
CIRES	San Pedro Actopan	PA348904.251	0.01	5.099	9.120	Zona I	120.81	19.202	99.049
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8904.251	0.01	17.080	24.320	Zona II	44.21	19.358	99.171
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8904.251	0.01	10.550	15.610	Zona I	139.96	19.403	99.194
FICA	Tecamachalco	TE078904.251	0.005	4.386	8.545	Zona I	140.8	19.427	99.222
FICA	Tlalpan	TP138904.251	0.005	6.979	12.421	Zona I	161.28	19.292	99.171

**Tabla I.5 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.7)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CENAPRED	Coyoacán	COY19310.241	0.01	5.710	-1.920	Zona II	132.55	19.348	99.1687
CENAPRED	Coyoacán	COY29310.241	0.01	3.140	-1.650	Zona II	132.55	19.348	99.1687
CENAPRED	Coyoacán	COYS9310.241	0.01	6.65	-2.38	Zona II	132.55	19.348	99.1687

**Tabla I.6 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Colinas del Sur	CS789310.241	0.01	3.100	4.760	Zona I	87.05	19.366	99.226
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19310.241	0.01	-4.07	3.59	Zona I	286.56	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio 2	CUP29310.241	0.01	-3.95	3.47	Zona I	44.32	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio 3	CUP39310.241	0.01	-4.31	4.31	Zona I	46.95	19.33	99.183

**Continuación Tabla I.6 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I UNAM	IDEI Patio 4	CUP49310.241	0.01	1.72	-3.49	Zona I	334.78	19.33	99.183
CIRES	SEP	D1709310.241	0.01	1.91	3.02	Zona I	99.53	19.343	99.203
CIRES	SEP	D2709310.241	0.01	1.56	1.49	Zona I	88.9	19.343	99.203
I de I UNAM	Roma	DFRO9310.241	0.01	14.830	16.270	Zona II	144.77	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169310.241	0.01	2.230	5.990	Zona II	127.01	19.501	99.183
CIRES	Esparza Oteo	EO309310.241	0.01	1.940	7.090	Zona II	63.37	19.389	99.177
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9310.241	0.01	1.37	-0.92	Zona I	79.36	19.492	99.1111
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749310.241	0.01	2.670	4.090	Zona I	102.42	19.299	99.21
CIRES	Granjas	GR279310.241	0.005	2.421	11.050	Zona II	212.48	19.475	99.18
I de I UNAM	Madín Remoto	MADR9310.241	0.01	-0.84	-2.07	Zona I	324.42	19.536	99.261
CIRES	Mariano Escobedo	ME529310.241	0.01	1.590	6.240	Zona II	77.03	19.438	99.182
CIRES	Mariscal Tito	MT509310.241	0.01	2.050	5.640	Zona II	103.29	19.425	99.19
CIRES	San Pedro Actopan	PA349310.241	0.01	1.830	3.930	Zona I	108.5	19.202	99.049
CIRES	Cuarto de Máquinas	PII19310.241	0.01	3.293	18.242	Zona I	177.33	19.351	99.187
CIRES	Manejadora Piso Principal	PII29310.241	0.01	2.650	8.110	Zona I	178.45	19.351	99.187
CIRES	Sótano Torre IV	PII39310.241	0.01	2.192	4.121	Zona I	173.57	19.351	99.187
CIRES	Sótano Torre II	PII49310.241	0.01	2.155	4.411	Zona I	177.55	19.351	99.187
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9310.241	0.005	2.300	5.980	Zona II	110.08	19.52	99.19
CIRES	Tecamachalco	TE079310.241	0.005	1.385	2.797	Zona I	188.16	19.427	99.222
CIRES	Tlalpan	TP139310.241	0.005	2.136	3.749	Zona I	136.96	19.292	99.171
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219310.241	0.005	2.903	7.898	Zona I	218.88	19.365	99.226

**Tabla I.7 Sismo del 14 de septiembre de 1995 (Magnitud 7.3)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Alberca Olímpica	AO249509.141	0.01	5.170	31.270	Zona II	139.45	19.358	99.154
CIRES	Angel Urraza	AU469509.141	0.01	4.900	18.140	Zona II	170.65	19.383	99.168
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189509.141	0.01	4.320	4.920	Zona I	106.73	19.34	99.085
CENAPRED	Chapultepec	CHA19509.141	0.01	5.860	5.370	Zona I	119.18	19.416	99.2048
CENAPRED	Chapultepec	CHA29509.141	0.01	5.460	4.730	Zona I	119.18	19.416	99.2048
CENAPRED	Chapultepec	CHAS9509.141	0.01	7.930	6.230	Zona I	119.18	19.416	99.2048
CIRES	Coyoacán	CO479509.141	0.005	4.981	13.001	Zona II	216.32	19.371	99.17
CENAPRED	Coyoacán	COY19509.141	0.01	13.400	-4.730	Zona II	348.73	19.348	99.1687
CENAPRED	Coyoacán	COY29509.141	0.01	7.140	4.000	Zona II	348.73	19.348	99.1687
CENAPRED	Coyoacán	COYS9509.141	0.01	17.610	-5.740	Zona II	348.73	19.348	99.1687

**Continuación Tabla I.7 Sismo del 14 de septiembre de 1995 (Magnitud 7.3)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Colinas del Sur	CS789509.141	0.01	7.760	12.450	Zona I	137.93	19.366	99.226
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT649509.141	0.01	2.940	3.420	Zona I	68.95	19.488	99.114
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19509.141	0.01	8.37	-13.40	Zona I	97.5	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio 4	CUP49509.141	0.01	3.8	7.65	Zona I	492.57	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio 5	CUP59509.141	0.004	8.52	-13.13	Zona I	83.96	19.33	99.183
I de I UNAM	Roma	DFRO9509.141	0.01	37.320	29.190	Zona II	194.05	19.405	99.166
CIRES	Esparza Oteo	EO309509.141	0.01	5.390	15.770	Zona II	109.56	19.389	99.177
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9509.141	0.01	-3.78	3.17	Zona I	839.68	19.492	99.1111
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749509.141	0.01	7.120	10.070	Zona I	138.03	19.299	99.21
CIRES	Granjas	GR279509.141	0.005	5.960	49.647	Zona II	58.88	19.475	99.18
CIRES	Granjas	GR279509.142	0.005	0.989	3.071	Zona II	94.425	19.475	99.18
I de I UNAM	Madín Margen Izquierda	MADI9509.141	0.004	5.75	-5.57	Zona I	105.96	19.536	99.261
I de I UNAM	Madín Remoto	MADR9509.141	0.01	2.13	5.65	Zona I	395.7	19.536	99.261
CIRES	Mariano Escobedo	ME529509.141	0.01	4.840	21.330	Zona II	141.04	19.438	99.182
CIRES	San Pedro Actopan	PA349509.141	0.01	6.760	9.520	Zona I	153	19.202	99.049
I de I UNAM	Colonia Quetzalcoatl	PENR9509.141	0.005	26.310	32.310	Zona II	50.06	19.332	99.041
CIRES	Campo Libre	PII69509.141	0.01	6.400	11.301	Zona I	221.36	19.351	99.186
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9509.141	0.005	7.080	22.990	Zona II	163.84	19.52	99.19
I de I UNAM	Tacubaya	TACY9509.141	0.01	-9.120	10.300	Zona I	168.9	19.403	99.194
CIRES	Tecamachalco	TE079509.141	0.005	4.780	5.989	Zona I	225.28	19.427	99.222
CIRES	Tlalpan	TP139509.141	0.005	4.083	10.162	Zona I	198.4	19.292	99.171
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219509.141	0.005	6.439	15.156	Zona I	224	19.365	99.226

**Tabla I.8 Sismo del 9 de octubre de 1995 (Magnitud 7.5)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Alberca Olímpica	AO249510.091	0.01	1.930	5.630	Zona II	132.97	19.358	99.154
CIRES	Angel Urraza	AU469510.091	0.01	1.020	4.350	Zona II	22.89	19.383	99.168
CIRES	Angel Urraza	AU469510.092	0.01	1.730	4.110	Zona II	123.55	19.383	99.168
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.091	0.01	0.970	0.980	Zona I	16.36	19.34	99.085
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.092	0.01	0.970	1.430	Zona I	15.69	19.34	99.085
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.093	0.01	0.540	0.740	Zona I	15.02	19.34	99.085

**Continuación Tabla I.8 Sismo del 9 de octubre de 1995 (Magnitud 7.5)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s <sup>2</sup> (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CENAPRED	Coyoacán	CO479510.091	0.01	1.612	2.761	Zona II	194.56	19.371	99.17
CENAPRED	Coyoacán	COY29510.091	0.01	2.380	-1.830	Zona II	675.84	19.348	99.1687
CENAPRED	Coyoacán	COYS9510.091	0.01	3.510	-2.170	Zona II	675.84	19.348	99.1687
CIRES	Colinas del Sur	CS789510.091	0.01	1.380	2.470	Zona I	81	19.366	99.226
CIRES	Colinas del Sur	CS789510.092	0.01	1.400	1.530	Zona I	24.04	19.366	99.226
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT649510.091	0.01	0.900	1.310	Zona I	27.03	19.488	99.114
SSN	Pozo CU	CUIG9510.091	0.0125	-1.917	1.2769	Zona I	580.225	19.329	99.178
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19510.091	0.01	-1.91	-3.11	Zona I	35.3	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19510.092	0.01	2.15	2.39	Zona I	31.76	19.33	99.183
I de I UNAM	IDEI Patio 3	CUP39510.091	0.01	-2.15	-2.87	Zona I	42.55	19.33	99.183
CIRES	SEP	D1709510.091	0.01	1.36	2.11	Zona I	14.78	19.343	99.203
CIRES	SEP	D1709510.092	0.01	1.49	2.03	Zona I	32.06	19.343	99.203
CIRES	SEP	D1709510.093	0.01	1.25	1.56	Zona I	27.53	19.343	99.203
CIRES	SEP	D2709510.091	0.01	1.36	1.1	Zona I	14.54	19.343	99.203
CIRES	SEP	D2709510.092	0.01	1.34	1.16	Zona I	32.11	19.343	99.203
CIRES	SEP	D2709510.093	0.01	1.31	0.98	Zona I	22.92	19.343	99.203
I de I UNAM	Roma	DFRO9510.091	0.01	2.140	-1.620	Zona II	14.66	19.405	99.166
I de I UNAM	Roma	DFRO9510.092	0.01	-8.110	9.260	Zona II	149.23	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169510.091	0.01	1.110	3.360	Zona II	149.84	19.501	99.183
CIRES	Esparza Oteo	EO309510.091	0.01	0.990	3.000	Zona II	10.88	19.389	99.177
CIRES	Esparza Oteo	EO309510.092	0.01	1.680	2.740	Zona II	19.37	19.389	99.177
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9510.091	0.01	1.13	-0.7	Zona I	681.81	19.492	99.1111
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.091	0.01	1.100	1.930	Zona I	61.05	19.299	99.21
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.092	0.01	0.850	1.180	Zona I	15.35	19.299	99.21
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.093	0.01	0.870	1.920	Zona I	25.7	19.299	99.21
CIRES	Granjas	GR279510.091	0.005	1.336	5.255	Zona II	204.8	19.475	99.18
CIRES	SEP-IMP	IM409510.091	0.01	1.370	1.810	Zona I	88	19.343	99.203
CIRES	Mariano Escobedo	ME529510.091	0.01	1.630	3.670	Zona II	118.93	19.438	99.182
CIRES	Mariscal Tito	MT509510.091	0.01	2.110	2.830	Zona II	116.03	19.425	99.19
CIRES	San Pedro Actopan	PA349510.091	0.01	2.130	2.730	Zona I	137.99	19.202	99.049
CIRES	Campo Libre	PII69510.091	0.01	2.248	2.475	Zona I	149.22	19.351	99.186
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9510.091	0.005	-1.280	3.500	Zona II	96	19.52	99.19
I de I UNAM	Tacubaya	TACY9510.091	0.01	2.200	-2.750	Zona I	141.67	19.403	99.194
CIRES	Tecamachalco	TE079510.091	0.005	1.389	2.027	Zona I	202.24	19.427	99.222
CIRES	Tlalpan	TP139510.091	0.005	1.443	1.851	Zona I	181.76	19.292	99.171
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219510.091	0.005	1.467	2.980	Zona I	198.4	19.365	99.226

**Tabla I.9 Sismo del 3 de febrero de 1998 (Magnitud 6.4)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración $\text{cm/s}^2$ (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Alberca Olímpica	AO249802.031	0.01	1.123	4.919	Zona II	110.75	19.358	99.154
CIRES	Angel Urraza	AU469802.031	0.01	0.808	3.733	Zona II	110.75	19.383	99.168
CENAPRED	Coyoacán	CO479802.031	0.005	0.943	2.694	Zona II	90.88	19.371	99.17
CENAPRED	Coyoacán	COY19802.031	0.01	-2.310	1.070	Zona II	81.92	19.348	99.1687
CENAPRED	Coyoacán	COYS9802.031	0.01	3.310	1.320	Zona II	81.92	19.348	99.1687
SSN	Pozo CU	CUIG9802.031	0.0125	-0.488	1.045	Zona I	286	19.329	99.178
I de I UNAM	IDEI Patio 5	CUP59802.031	0.004	1.22	1.46	Zona I	121	19.33	99.183
I de I UNAM	Roma	DFRO9802.031	0.01	5.890	-5.080	Zona II	66.77	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169802.031	0.01	0.873	3.855	Zona II	110.75	19.501	99.183
CIRES	Granjas	GR279802.031	0.005	0.858	3.637	Zona II	124.16	19.475	99.18
CIRES	Mariano Escobedo	ME529802.031	0.01	0.750	3.742	Zona II	110.75	19.438	99.182
I de I UNAM	Mezontepec	MEZO9802.031	0.01	-1.440	-3.540	Zona I	125.93	19.188	99.228
CIRES	Mariscal Tito	MT509802.031	0.01	0.922	2.692	Zona II	110.75	19.425	99.19
CIRES	Tecamachalco	TE079802.031	0.005	1.091	1.064	Zona I	102.4	19.427	99.222
CIRES	Tlalpan	TP139802.031	0.005	0.863	1.566	Zona I	96	19.292	99.171
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219802.031	0.005	1.532	3.138	Zona I	134.4	19.365	99.226

**ANEXO**

**B**

**ANÁLISIS DE PERIODOS DE VIBRACIÓN  
NATURAL DEL TERRENO**

**Tabla II.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985 (Magnitud 8.1)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Ts (s) NTC	Ts (s)* EW	Ts (s)* NS
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018509.191	0.5	2.29	2.29
I de I UNAM	IDEI Patio	CUIP8509.191	0.5	2.29	2.29
I de I UNAM	Mesa Vibradora	CUMV8509.191	0.5	2.13	2.13
I de I UNAM	Madín Margen Izquierda	MADI8509.191	0.5	2.62	2.62
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8509.191	0.65	3.11	3.11
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8509.191	0.5	3.11	5.55

**Tabla II.2 Sismo del 21 de septiembre de 1985 (Magnitud 7.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Ts (s) NTC	Ts (s)* EW	Ts (s)* NS
I de I UNAM	IDEI Patio	CUIP8509.211	0.5	2.46	1.64
I de I UNAM	Mesa Vibradora	CUMV8509.211	0.5	2.29	1.8
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8509.211	0.65	2.29	1.48
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8509.211	0.5	2.46	2.46

**Tabla II.3 Sismo del 30 de abril de 1986 (Magnitud 7.0)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Ts (s) NTC	Ts (s)* EW	Ts (s)* NS
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018604.301	0.5	-	-
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8604.301	0.65	-	-

**Tabla II.4 Sismo del 25 de abril de 1989 (Magnitud 6.9)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Ts (s) NTC	Ts (s)* EW	Ts (s)* NS
CIRES	Angel Urraza	AU468904.251	0.75	3.43	8.99
CIRES	Cerro de la Estrella	CE188904.251	0.5	3.43	3.11
FICA	Coyoacán	CO478904.251	0.6	3.27	3.27
CIRES	Colinas del Sur	CS788904.251	0.5	3.11	2.78
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT648904.251	0.5	2.78	3.11
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018904.251	0.5	3.11	2.62

**Continuación Tabla II.4 Sismo del 25 de abril de 1989  
(Magnitud 6.9)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
I de I UNAM	Laboratorio de Desarrollo	CU028904.251	0.5	2.62	2.62
I de I UNAM	Laboratorio de Desarrollo	CU038904.251	0.5	3.11	2.62
I de I UNAM	Roma	DFRO8904.251	0.95	1.23	1.23
CIRES	Deportivo Reynosa	DR168904.251	0.61	2.87	1.23
CIRES	Esparza Oteo	EO308904.251	0.6	2.05	3.27
FICA	Escandón	ES578904.251	0.62	2.46	3.68
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ748904.251	0.5	3.27	1.15
FICA	Granjas	GR278904.251	0.68	3.27	0.826
FICA	Lindavista	LV178904.251	0.98	3.27	2.05
CIRES	Mariano Escobedo	ME528904.251	0.75	2.46	2.87
CIRES	Mariscal Tito	MT508904.251	0.5	2.46	3.11
CIRES	San Pedro Actopan	PA348904.251	0.5	2.29	2.62
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8904.251	0.65	2.87	2.87
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8904.251	0.5	3.11	2.78
FICA	Tecamachalco	TE078904.251	0.5	2.62	3.43
FICA	Tlalpan	TP138904.251	0.5	2.29	2.78

**Tabla II.5 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.7)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
CENAPRED	Coyoacán	COY19310.241	0.71	1.64	1.64
CENAPRED	Coyoacán	COY29310.241	0.71	3.27	1.64
CENAPRED	Coyoacán	COYS9310.241	0.71	1.23	1.64

**Tabla II.6 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.6)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
CIRES	Colinas del Sur	CS789310.241	0.5	1.64	2.46
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19310.241	0.5	1.64	3.27
I de I UNAM	IDEI Patio 2	CUP29310.241	0.5	1.64	3.27
I de I UNAM	IDEI Patio 3	CUP39310.241	0.5	1.64	3.27
I de I UNAM	IDEI Patio 4	CUP49310.241	0.5	3.27	1.64
CIRES	SEP	D1709310.241	0.5	3.27	1.64
CIRES	SEP	D2709310.241	0.5	3.27	1.64
I de I UNAM	Roma	DFRO9310.241	0.95	1.44	1.44

**Continuación Tabla II.6 Sismo del 24 de octubre de 1993  
(Magnitud 6.6)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169310.241	0.61	1.84	0.826
CIRES	Esparza Oteo	EO309310.241	0.6	3.07	2.46
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9310.241	0.5	2.87	3.27
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749310.241	0.5	0.826	1.23
CIRES	Granjas	GR279310.241	0.68	2.86	0.826
I de I UNAM	Madín Remoto	MADR9310.241	0.5	2.87	1.64
CIRES	Mariano Escobedo	ME529310.241	0.75	3.07	1.03
CIRES	Mariscal Tito	MT509310.241	0.63	1.64	1.64
CIRES	San Pedro Actopan	PA349310.241	0.5	2.87	2.46
CIRES	Cuarto de Máquinas	PII19310.241	0.5	1.64	1.64
CIRES	Manejadora Piso Principal	PII29310.241	0.5	1.64	1.64
CIRES	Sótano Torre IV	PII39310.241	0.5	-	-
CIRES	Sótano Torre II	PII49310.241	0.5	1.64	2.46
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9310.241	0.55	1.84	0.826
CIRES	Tecamachalco	TE079310.241	0.5	1.64	1.64
CIRES	Tlalpan	TP139310.241	0.5	3.68	1.64
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219310.241	0.5	0.826	1.23

**Tabla II.7 Sismo del 14 de septiembre de 1995 (Magnitud 7.3)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
CIRES	Alberca Olímpica	AO249509.141	0.99	2.86	1.03
CIRES	Angel Urraza	AU469509.141	0.75	2.86	1.23
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189509.141	0.5	3.27	3.48
CENAPRED	Chapultepec	CHA19509.141	0.5	2.05	2.25
CENAPRED	Chapultepec	CHA29509.141	0.5	2.66	2.46
CENAPRED	Chapultepec	CHAS9509.141	0.5	2.05	2.25
CIRES	Coyoacán	CO479509.141	0.6	2.86	2.46
CENAPRED	Coyoacán	COY19509.141	0.71	2.25	3.27
CENAPRED	Coyoacán	COY29509.141	0.71	3.27	3.27
CENAPRED	Coyoacán	COYS9509.141	0.71	2.05	3.27
CIRES	Colinas del Sur	CS789509.141	0.5	2.25	3.68
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT649509.141	0.5	3.48	2.05
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19509.141	0.5	3.27	3.07
I de I UNAM	IDEI Patio 4	CUP49509.141	0.5	3.48	3.27

**Continuación Tabla II.7 Sismo del 14 de septiembre de 1995  
(Magnitud 7.3)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
I de I UNAM	IDEI Patio 5	CUP59509.141	0.5	3.27	3.07
I de I UNAM	Roma	DFRO9509.141	0.95	1.44	1.44
CIRES	Esparza Oteo	EO309509.141	0.6	3.27	1.64
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9509.141	0.5	3.07	3.27
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749509.141	0.5	3.27	1.84
CIRES	Granjas	GR279509.141	0.68	2.86	0.826
CIRES	Granjas	GR279509.142	0.68	-	-
I de I UNAM	Madín Margen Izquierda	MADI9509.141	0.5	2.05	3.07
I de I UNAM	Madín Remoto	MADR9509.141	0.5	3.27	2.05
CIRES	Mariano Escobedo	ME529509.141	0.75	3.07	1.03
CIRES	San Pedro Actopan	PA349509.141	0.5	3.07	2.25
I de I UNAM	Colonia Quetzalcoatl	PENR9509.141	0.8	2.25	2.05
CIRES	Campo Libre	PII69509.141	0.5	3.68	2.05
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9509.141	0.55	3.07	0.826
I de I UNAM	Tacubaya	TACY9509.141	0.5	3.48	2.86
CIRES	Tecamachalco	TE079509.141	0.5	-	-
CIRES	Tlalpan	TP139509.141	0.5	-	-
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219509.141	0.5	-	-

**Tabla II.8 Sismo del 9 de octubre de 1995 (Magnitud 7.5)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
CIRES	Alberca Olímpica	AO249510.091	0.99	4.29	3.88
CIRES	Angel Urraza	AU469510.091	0.75	3.27	2.25
CIRES	Angel Urraza	AU469510.092	0.75	3.27	3.07
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.091	0.5	-	-
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.092	0.5	-	-
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.093	0.5	-	-
CENAPRED	Coyoacán	CO479510.091	0.6	4.09	6.53
CENAPRED	Coyoacán	COY29510.091	0.71	2.66	4.5
CENAPRED	Coyoacán	COYS9510.091	0.71	2.66	4.5
CIRES	Colinas del Sur	CS789510.091	0.5	-	-
CIRES	Colinas del Sur	CS789510.092	0.5	-	-
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT649510.091	0.5	-	-

**Continuación Tabla II.8 Sismo del 9 de octubre de 1995  
(Magnitud 7.5)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
SSN	Pozo CU	CUIG9510.091	0.5	5.11	4.5
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19510.091	0.5	4.9	4.29
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19510.092	0.5	-	-
I de I UNAM	IDEI Patio 3	CUP39510.091	0.5	4.9	4.29
CIRES	SEP	D1709510.091	0.5	-	-
CIRES	SEP	D1709510.092	0.5	-	-
CIRES	SEP	D1709510.093	0.5	-	-
CIRES	SEP	D2709510.091	0.5	-	-
CIRES	SEP	D2709510.092	0.5	-	-
CIRES	SEP	D2709510.093	0.5	-	-
I de I UNAM	Roma	DFRO9510.091	0.95	-	-
I de I UNAM	Roma	DFRO9510.092	0.95	1.64	1.23
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169510.091	0.61	7.76	2.25
CIRES	Esparza Oteo	EO309510.091	0.6	-	-
CIRES	Esparza Oteo	EO309510.092	0.6	-	-
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9510.091	0.5	3.27	3.48
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.091	0.5	-	-
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.092	0.5	-	-
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.093	0.5	-	-
CIRES	Granjas	GR279510.091	0.68	3.88	2.66
CIRES	SEP-IMP	IM409510.091	0.5	-	-
CIRES	Mariano Escobedo	ME529510.091	0.75	-	-
CIRES	Mariscal Tito	MT509510.091	0.63	-	-
CIRES	San Pedro Actopan	PA349510.091	0.5	2.86	4.29
CIRES	Campo Libre	PII69510.091	0.5	3.07	4.7
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9510.091	0.55	-	-
I de I UNAM	Tacubaya	TACY9510.091	0.5	6.74	4.9
CIRES	Tecamachalco	TE079510.091	0.5	-	-
CIRES	Tlalpan	TP139510.091	0.5	-	-
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219510.091	0.5	2.66	3.27

**Tabla II.9 Sismo del 3 de febrero de 1998 (Magnitud 6.4)**

<b>Institución</b>	<b>Nombre de Estación</b>	<b>Clave del Acelerograma</b>	<b>Ts (s) NTC</b>	<b>Ts (s)* EW</b>	<b>Ts (s)* NS</b>
CIRES	Alberca Olímpica	AO249802.031	0.99	0.214	1.03
CIRES	Angel Urraza	AU469802.031	0.75	0.622	0.826
CENAPRED	Coyoacán	CO479802.031	0.6	1.03	0.622
CENAPRED	Coyoacán	COY19802.031	0.71	0.622	0.622
CENAPRED	Coyoacán	COYS9802.031	0.71	0.622	0.622
SSN	Pozo CU	CUIG9802.031	0.5	1.23	1.03
I de I UNAM	IDEI Patio 5	CUP59802.031	0.5	1.23	5.51
I de I UNAM	Roma	DFRO9802.031	0.95	1.23	1.23
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169802.031	0.61	0.622	0.622
CIRES	Granjas	GR279802.031	0.68	0.622	0.826
CIRES	Mariano Escobedo	ME529802.031	0.75	0.622	0.826
I de I UNAM	Mezontepec	MEZO9802.031	0.5	0.622	0.622
CIRES	Mariscal Tito	MT509802.031	0.63	0.418	0.622
CIRES	Tecamachalco	TE079802.031	0.5	0.622	1.23
CIRES	Tlalpan	TP139802.031	0.5	1.03	0.418
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219802.031	0.5	0.418	0.622

**Nota: Los registros que no cuentan con el periodo de vibración natural del terreno en sus dos componentes y están marcados con un guión (-) no fueron procesados debido a errores en el acelerograma.**

**\* Los periodos de vibración natural del terreno fueron evaluados con el espectro de respuesta de velocidad, de acuerdo a Miranda (1993).**

**ANEXO**

**C**

**DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL TERRENO**

**Tabla III.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985 (Magnitud 8.1)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018509.191	4.4	5.69
I de I UNAM	IDEI Patio	CUIP8509.191	4.65	6
I de I UNAM	Mesa Vibradora	CUMV8509.191	4.76	5.49
I de I UNAM	Madín Margen Izquierda	MADI8509.191	0.45	0.623
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8509.191	4.86	8.18
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8509.191	5.83	7.35

**Tabla III.2 Sismo del 21 de septiembre de 1985 (Magnitud 7.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
I de I UNAM	IDEI Patio	CUIP8509.211	1.5	1.05
I de I UNAM	Mesa Vibradora	CUMV8509.211	1.14	1.01
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8509.211	1.35	1.21
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8509.211	1.14	1.03

**Tabla III.3 Sismo del 30 de abril de 1986 (Magnitud 7.0)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018604.301	-	-
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8604.301	-	-

**Tabla III.4 Sismo del 25 de abril de 1989 (Magnitud 6.9)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CIRES	Angel Urraza	AU468904.251	1.1	6.18
CIRES	Cerro de la Estrella	CE188904.251	0.923	0.949
FICA	Coyoacán	CO478904.251	1.09	1.45
CIRES	Colinas del Sur	CS788904.251	1.04	0.743
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT648904.251	0.832	0.697
I de I UNAM	Laboratorio Instrumentación Sísmica	CU018904.251	1.36	2.04

**Continuación Tabla III.4 Sismo del 25 de abril de 1989  
(Magnitud 6.9)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
I de I UNAM	Laboratorio de Desarrollo	CU028904.251	1.5	1.92
I de I UNAM	Laboratorio de Desarrollo	CU038904.251	1.31	2.32
I de I UNAM	Roma	DFRO8904.251	2.99	4.19
CIRES	Deportivo Reynosa	DR168904.251	0.88	1.27
CIRES	Esparza Oteo	EO308904.251	1.05	1.18
FICA	Escandón	ES578904.251	1.16	2.68
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ748904.251	1.14	0.923
FICA	Granjas	GR278904.251	0.907	1.51
FICA	Lindavista	LV178904.251	0.935	6.33
CIRES	Mariano Escobedo	ME528904.251	0.993	1.41
CIRES	Mariscal Tito	MT508904.251	1.01	1.25
CIRES	San Pedro Actopan	PA348904.251	1.1	1.16
I de I UNAM	SISMEX Viveros	SXVI8904.251	1.25	2.57
I de I UNAM	Tacubaya	TACY8904.251	1.02	1.48
FICA	Tecamachalco	TE078904.251	0.966	1.02
FICA	Tlalpan	TP138904.251	1.47	1.77

**Tabla III.5 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.7)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CENAPRED	Coyoacán	COY19310.241	0.513	0.164
CENAPRED	Coyoacán	COY29310.241	0.535	0.164
CENAPRED	Coyoacán	COYS9310.241	0.548	0.164

**Tabla III.6 Sismo del 24 de octubre de 1993 (Magnitud 6.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CIRES	Colinas del Sur	CS789310.241	0.195	0.296
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19310.241	0.529	0.445
I de I UNAM	IDEI Patio 2	CUP29310.241	0.553	0.398
I de I UNAM	IDEI Patio 3	CUP39310.241	0.546	0.484
I de I UNAM	IDEI Patio 4	CUP49310.241	0.172	0.508
CIRES	SEP	D1709310.241	0.217	0.381
CIRES	SEP	D2709310.241	0.214	0.228
I de I UNAM	Roma	DFRO9310.241	0.301	0.862

**Continuación Tabla III.6 Sismo del 24 de octubre de 1993  
(Magnitud 6.6)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169310.241	0.158	0.237
CIRES	Esparza Oteo	EO309310.241	0.148	0.462
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9310.241	0.178	0.13
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749310.241	0.188	0.366
CIRES	Granjas	GR279310.241	0.175	0.31
I de I UNAM	Madín Remoto	MADR9310.241	0.144	0.168
CIRES	Mariano Escobedo	ME529310.241	0.222	0.36
CIRES	Mariscal Tito	MT509310.241	0.174	0.398
CIRES	San Pedro Actopan	PA349310.241	0.215	0.339
CIRES	Cuarto de Máquinas	PII19310.241	0.218	0.861
CIRES	Manejadora Piso Principal	PII29310.241	0.216	0.459
CIRES	Sótano Torre IV	PII39310.241	-	-
CIRES	Sótano Torre II	PII49310.241	0.206	0.412
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9310.241	0.158	0.334
CIRES	Tecamachalco	TE079310.241	0.177	0.401
CIRES	Tlalpan	TP139310.241	0.201	0.35
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219310.241	0.172	0.373

**Tabla III.7 Sismo del 14 de septiembre de 1995 (Magnitud 7.3)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CIRES	Alberca Olímpica	AO249509.141	0.772	1.65
CIRES	Angel Urraza	AU469509.141	0.698	1.24
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189509.141	0.974	1.04
CENAPRED	Chapultepec	CHA19509.141	0.976	0.638
CENAPRED	Chapultepec	CHA29509.141	1.03	0.638
CENAPRED	Chapultepec	CHAS9509.141	1.03	0.633
CIRES	Coyoacán	CO479509.141	0.606	1.12
CENAPRED	Coyoacán	COY19509.141	0.896	0.642
CENAPRED	Coyoacán	COY29509.141	1.15	0.637
CENAPRED	Coyoacán	COYS9509.141	1.95	0.648
CIRES	Colinas del Sur	CS789509.141	0.718	0.972
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT649509.141	0.55	0.495
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19509.141	1.35	1.9
I de I UNAM	IDEI Patio 4	CUP49509.141	0.611	1.26

**Continuación Tabla III.7 Sismo del 14 de septiembre de 1995  
(Magnitud 7.3)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
I de I UNAM	IDEI Patio 5	CUP59509.141	1.24	1.93
I de I UNAM	Roma	DFRO9509.141	3.42	2.53
CIRES	Esparza Oteo	EO309509.141	0.722	1.27
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9509.141	0.567	0.543
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749509.141	0.755	1.03
CIRES	Granjas	GR279509.141	0.767	1.25
CIRES	Granjas	GR279509.142	-	-
I de I UNAM	Madín Margen Izquierda	MADI9509.141	0.486	0.728
I de I UNAM	Madín Remoto	MADR9509.141	0.541	0.457
CIRES	Mariano Escobedo	ME529509.141	0.659	1.11
CIRES	San Pedro Actopan	PA349509.141	1.05	1.11
I de I UNAM	Colonia Quetzalcoatl	PENR9509.141	2.17	2.86
CIRES	Campo Libre	PII69509.141	0.539	1.21
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9509.141	0.609	0.794
I de I UNAM	Tacubaya	TACY9509.141	1.01	1.49
CIRES	Tecamachalco	TE079509.141	-	-
CIRES	Tlalpan	TP139509.141	-	-
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219509.141	-	-

**Tabla III.8 Sismo del 9 de octubre de 1995 (Magnitud 7.5)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CIRES	Alberca Olímpica	AO249510.091	0.402	0.978
CIRES	Angel Urraza	AU469510.091	0.294	0.417
CIRES	Angel Urraza	AU469510.092	0.519	0.757
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.091	-	-
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.092	-	-
CIRES	Cerro de la Estrella	CE189510.093	-	-
CENAPRED	Coyoacán	CO479510.091	0.952	1.72
CENAPRED	Coyoacán	COY29510.091	0.442	0.34
CENAPRED	Coyoacán	COYS9510.091	0.506	0.343
CIRES	Colinas del Sur	CS789510.091	-	-
CIRES	Colinas del Sur	CS789510.092	-	-
CIRES	Cerro del Tepeyac	CT649510.091	-	-

**Continuación Tabla III.8 Sismo del 9 de octubre de 1995  
(Magnitud 7.5)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
SSN	Pozo CU	CUIG9510.091	0.503	0.366
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19510.091	0.653	0.769
I de I UNAM	IDEI Patio 1	CUP19510.092	-	-
I de I UNAM	IDEI Patio 3	CUP39510.091	0.651	0.733
CIRES	SEP	D1709510.091	-	-
CIRES	SEP	D1709510.092	-	-
CIRES	SEP	D1709510.093	-	-
CIRES	SEP	D2709510.091	-	-
CIRES	SEP	D2709510.092	-	-
CIRES	SEP	D2709510.093	-	-
I de I UNAM	Roma	DFRO9510.091	-	-
I de I UNAM	Roma	DFRO9510.092	0.93	0.981
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169510.091	0.318	0.462
CIRES	Esparza Oteo	EO309510.091	-	-
CIRES	Esparza Oteo	EO309510.092	-	-
CENAPRED	Estanzuela	ESTS9510.091	0.28	0.139
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.091	-	-
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.092	-	-
CIRES	Fundación Javier Barros Sierra	FJ749510.093	-	-
CIRES	Granjas	GR279510.091	0.218	0.591
CIRES	SEP-IMP	IM409510.091	-	-
CIRES	Mariano Escobedo	ME529510.091	-	-
CIRES	Mariscal Tito	MT509510.091	-	-
CIRES	San Pedro Actopan	PA349510.091	0.64	0.849
CIRES	Campo Libre	PII69510.091	0.48	0.608
RIIS	UAM Azcapotzalco	RIDA9510.091	-	-
I de I UNAM	Tacubaya	TACY9510.091	0.659	1.12
CIRES	Tecamachalco	TE079510.091	-	-
CIRES	Tlalpan	TP139510.091	-	-
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219510.091	0.321	0.659

**Tabla III.9 Sismo del 3 de febrero de 1998 (Magnitud 6.4)**

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Dmax del Terreno (cm)	
			(EW)	(NS)
CIRES	Alberca Olímpica	AO249802.031	0.578	0.187
CIRES	Angel Urraza	AU469802.031	0.559	0.148
CENAPRED	Coyoacán	CO479802.031	0.594	0.144
CENAPRED	Coyoacán	COY19802.031	0.191	0.071
CENAPRED	Coyoacán	COYS9802.031	0.172	0.068
SSN	Pozo CU	CUIG9802.031	0.066	0.147
I de I UNAM	IDEI Patio 5	CUP59802.031	0.132	0.247
I de I UNAM	Roma	DFRO9802.031	0.274	0.274
CIRES	Deportivo Reynosa	DR169802.031	0.054	0.085
CIRES	Granjas	GR279802.031	0.058	0.117
CIRES	Mariano Escobedo	ME529802.031	0.056	0.146
I de I UNAM	Mezontepec	MEZO9802.031	0.072	0.15
CIRES	Mariscal Tito	MT509802.031	0.064	0.148
CIRES	Tecamachalco	TE079802.031	0.064	0.103
CIRES	Tlalpan	TP139802.031	0.064	0.148
CIRES	Universidad Iberoamericana	UI219802.031	0.067	0.119

**Nota: Los registros que no cuentan con el desplazamiento máximo del terreno en sus dos componentes y están marcados con un guión (-) no fueron procesados debido a errores en el acelerograma.**

# **ANEXO**

## **D**

### **GRÁFICAS DE LOS MÉTODOS APROXIMADOS**



**Sismo del 3 de febrero de 1998**

**Magnitud 6.4**

**Terreno Firme**



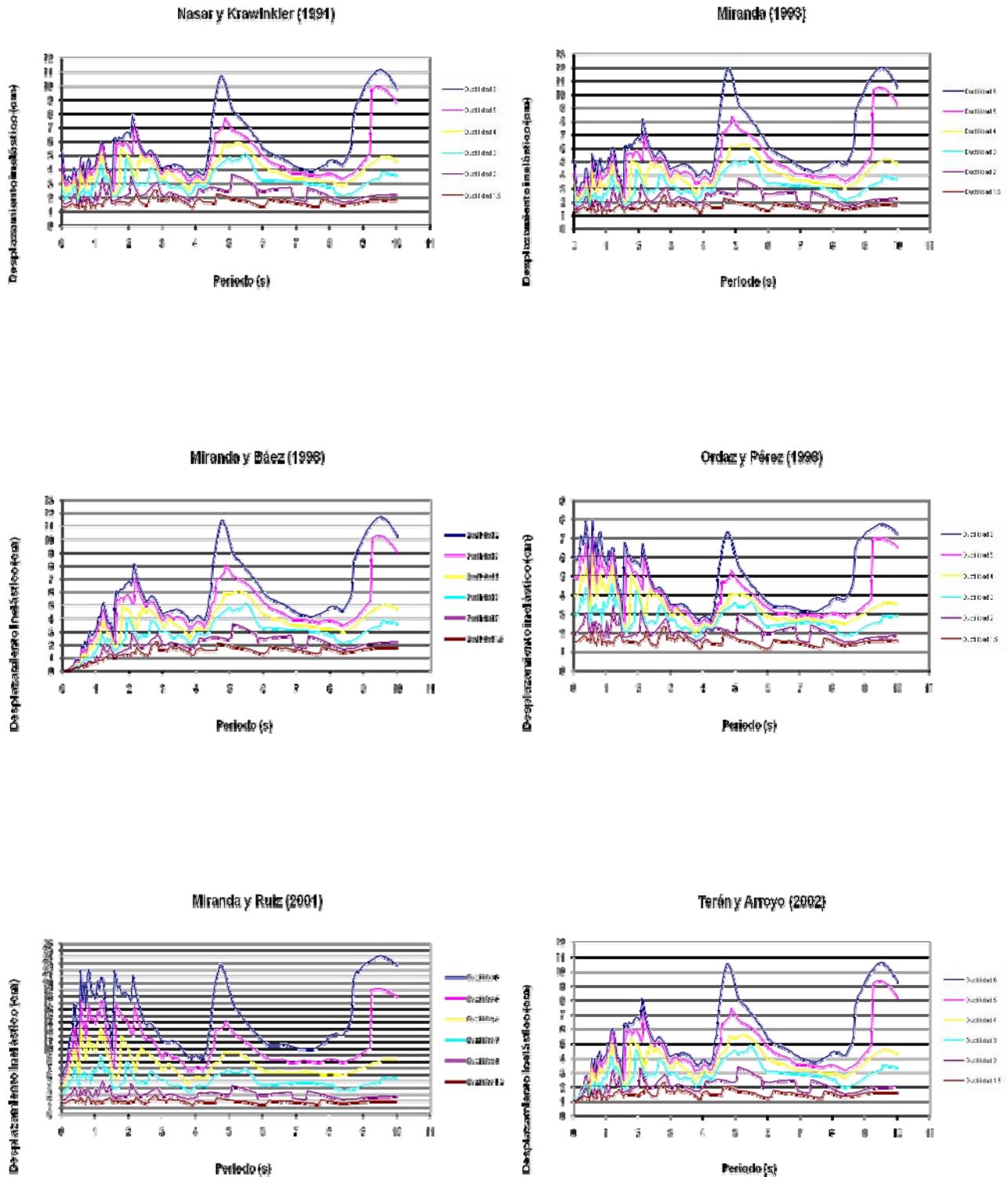


Figura IV.1 Estación CUIG9802.031 componente EW

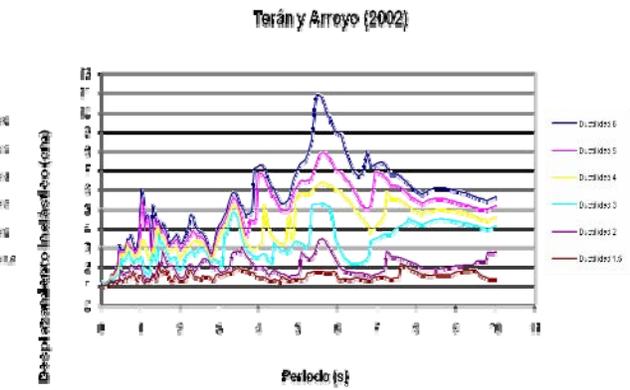
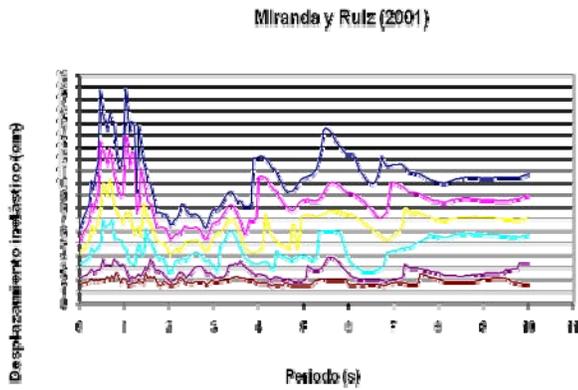
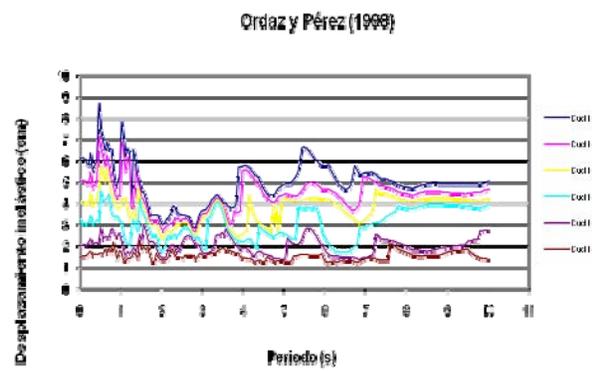
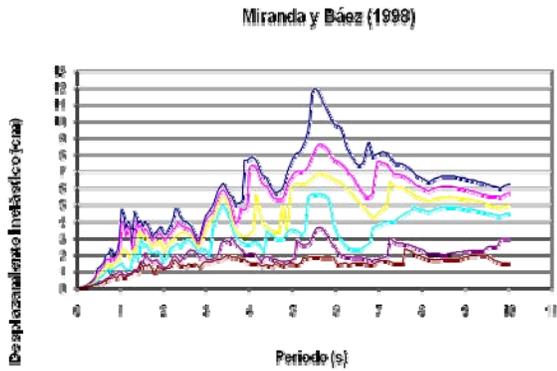
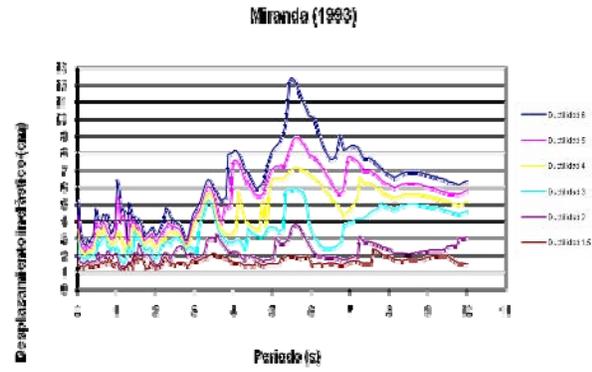
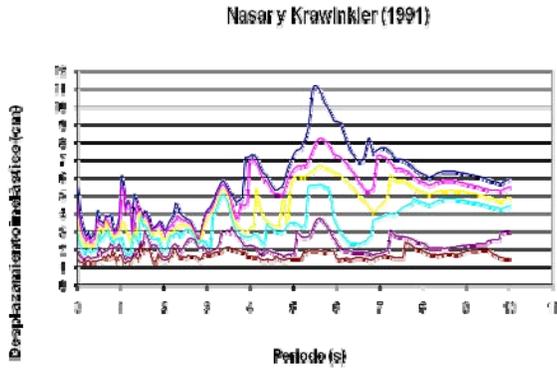


Figura IV.2 Estación CUIG9802.031 componente NS

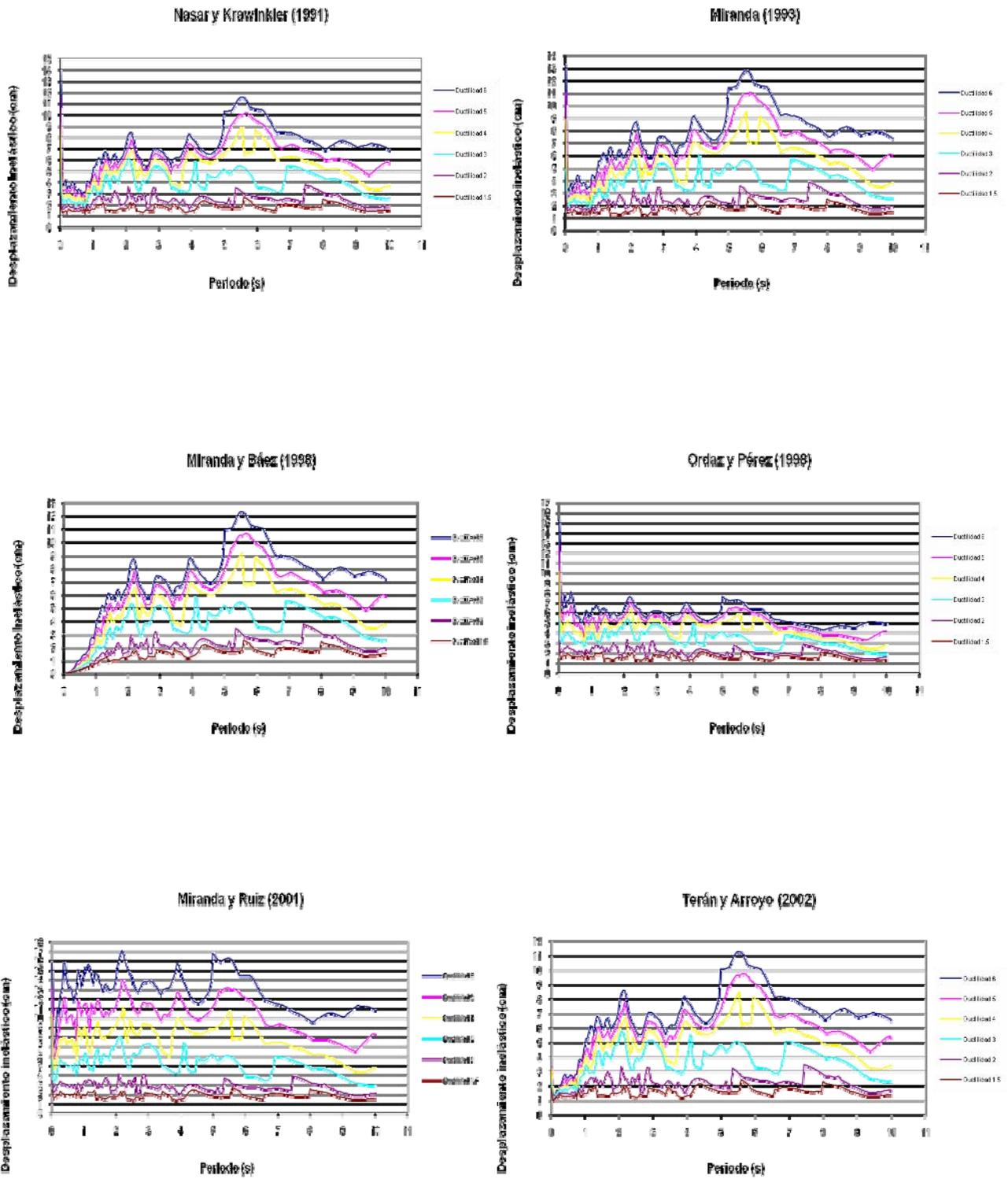
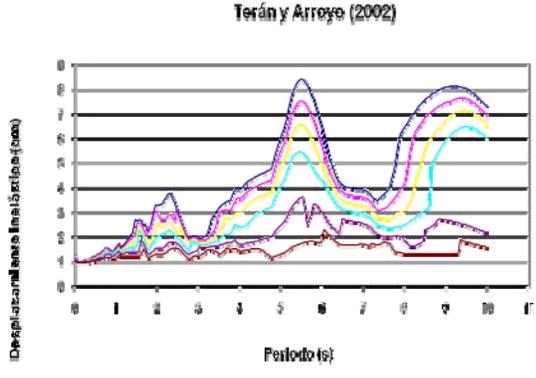
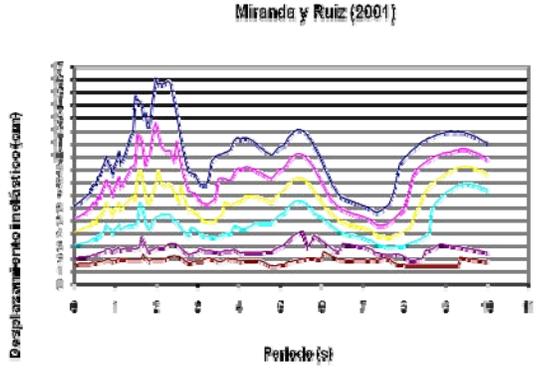
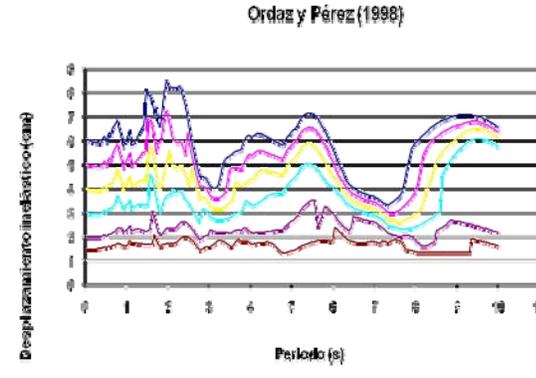
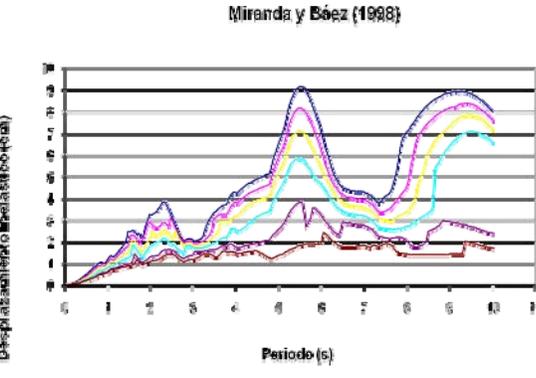
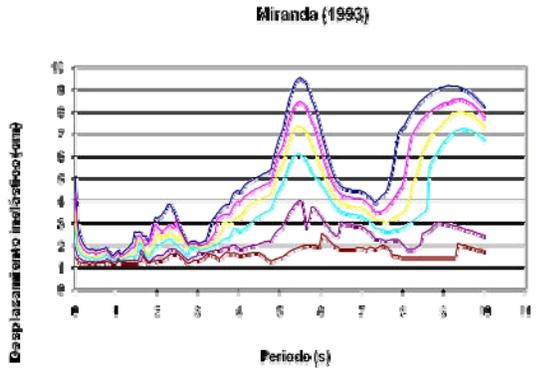
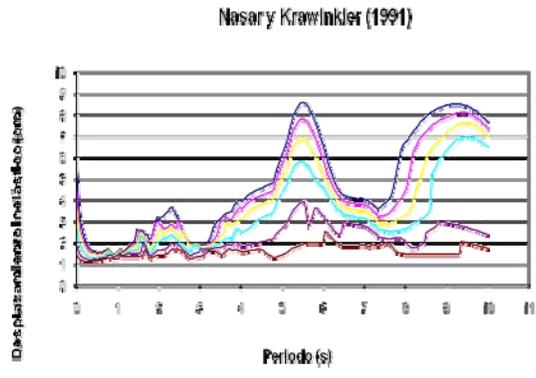
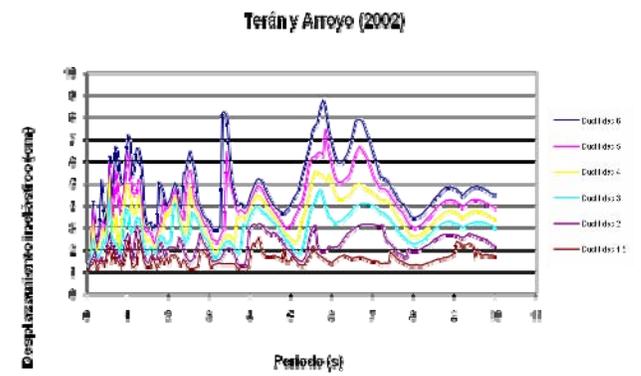
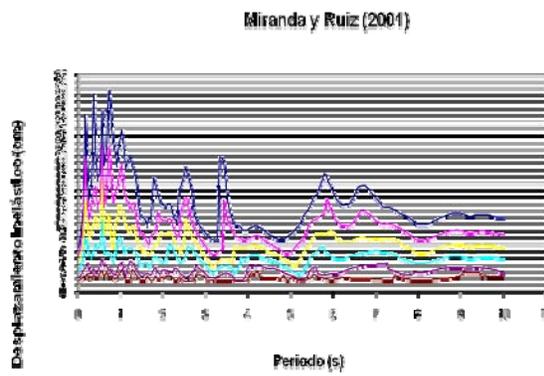
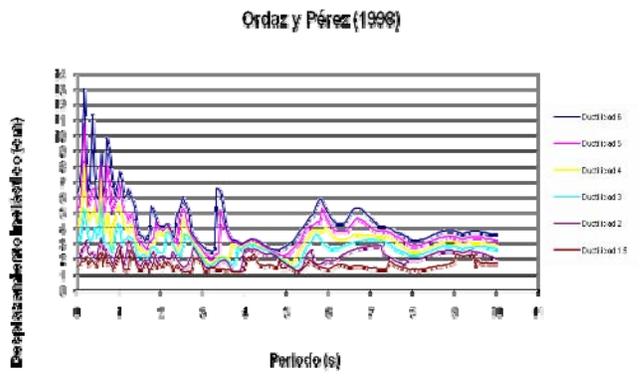
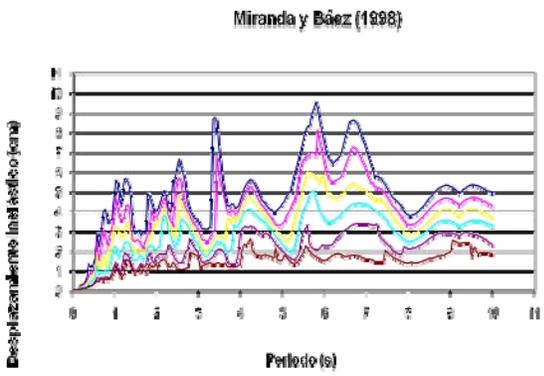
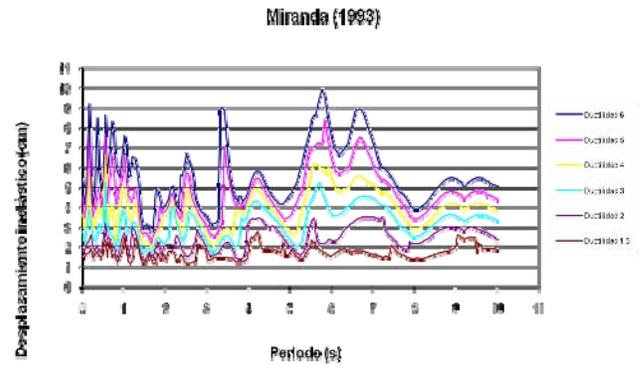
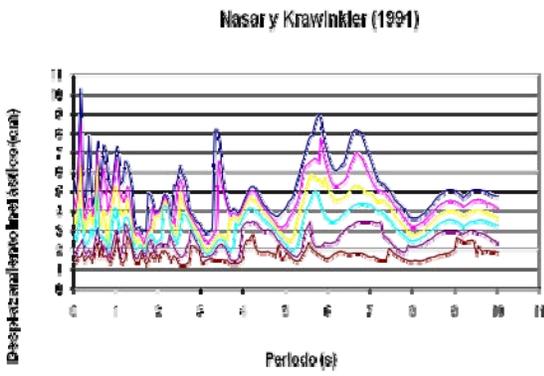


Figura IV.3 Estación CUP59802.031 componente EW



**Figura IV.4 Estación CUP59802.031 componente NS**



**Figura IV.5 Estación MEZO9802.031 componente EW**

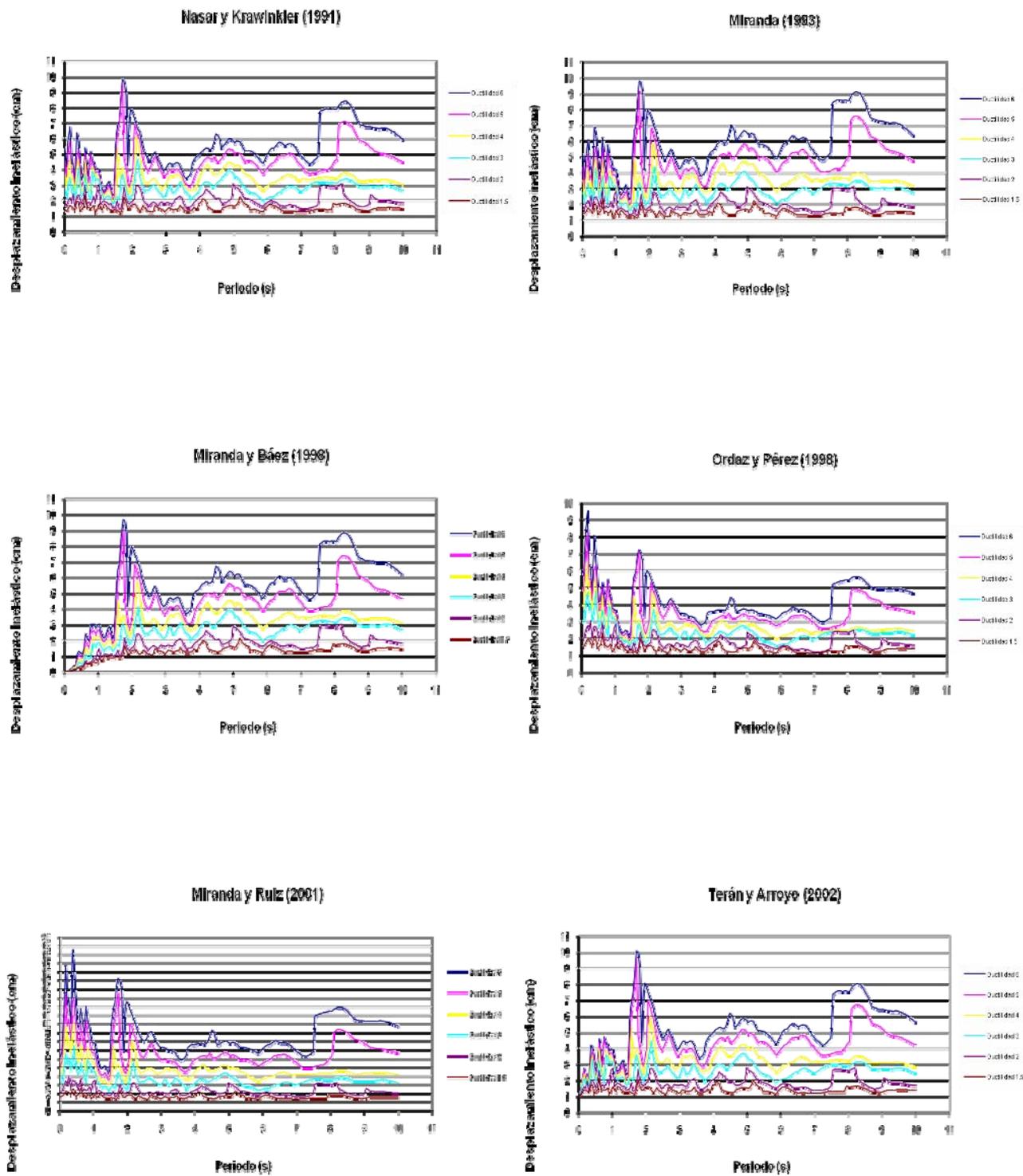
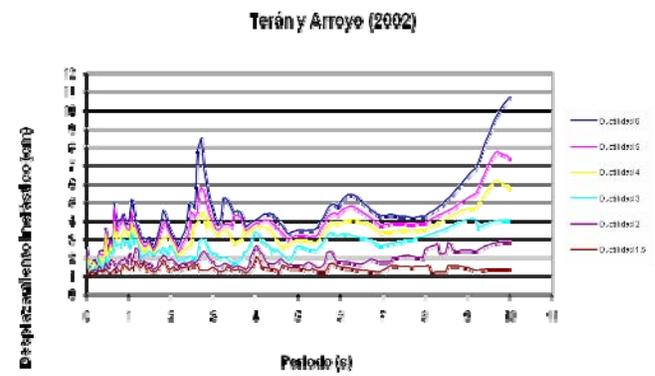
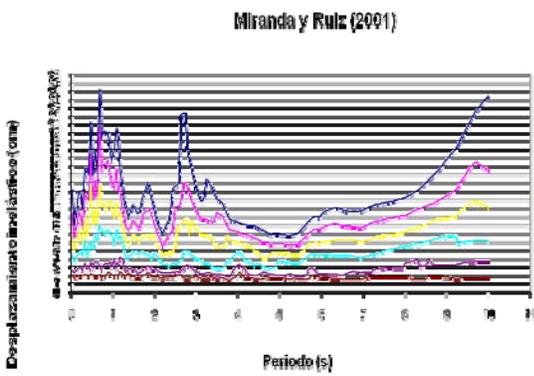
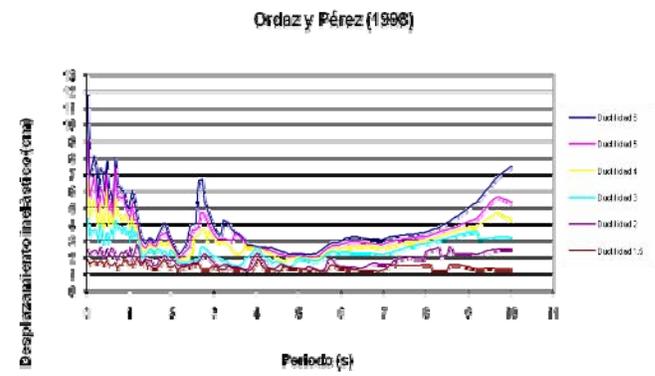
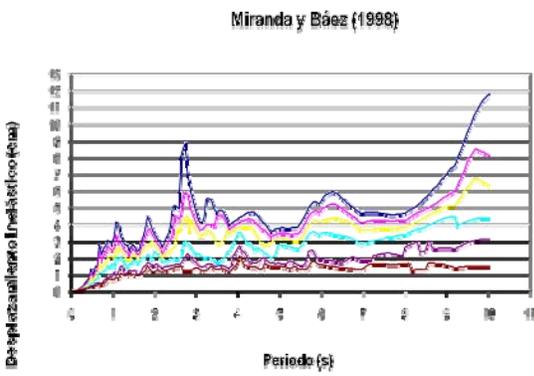
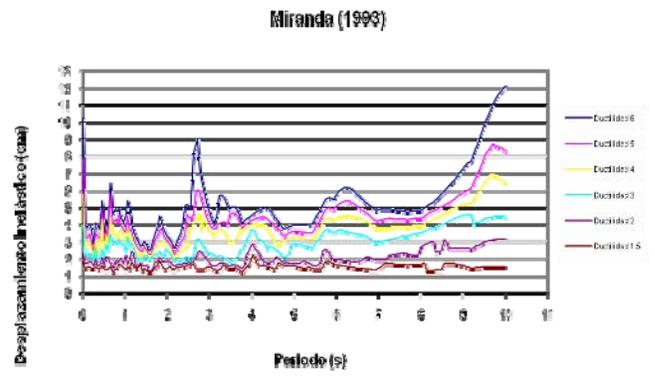
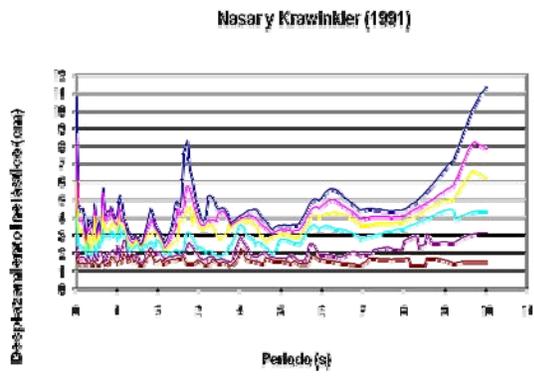
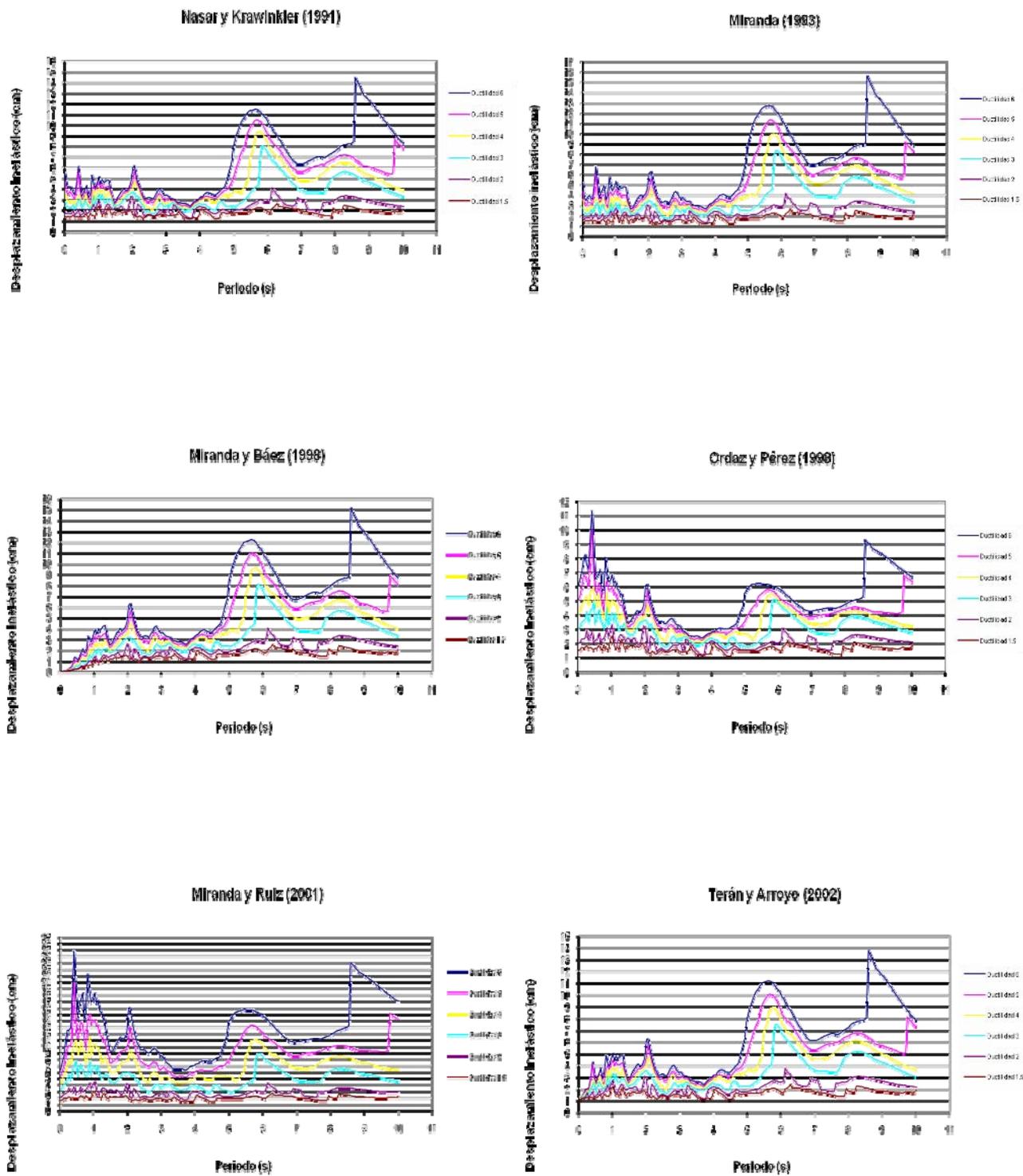


Figura IV.6 Estación MEZO9802.031 componente NS



**Figura IV.7 Estaci&n TE079802.031 componente EW**



**Figura IV.8 Estación TE079802.031 componente NS**

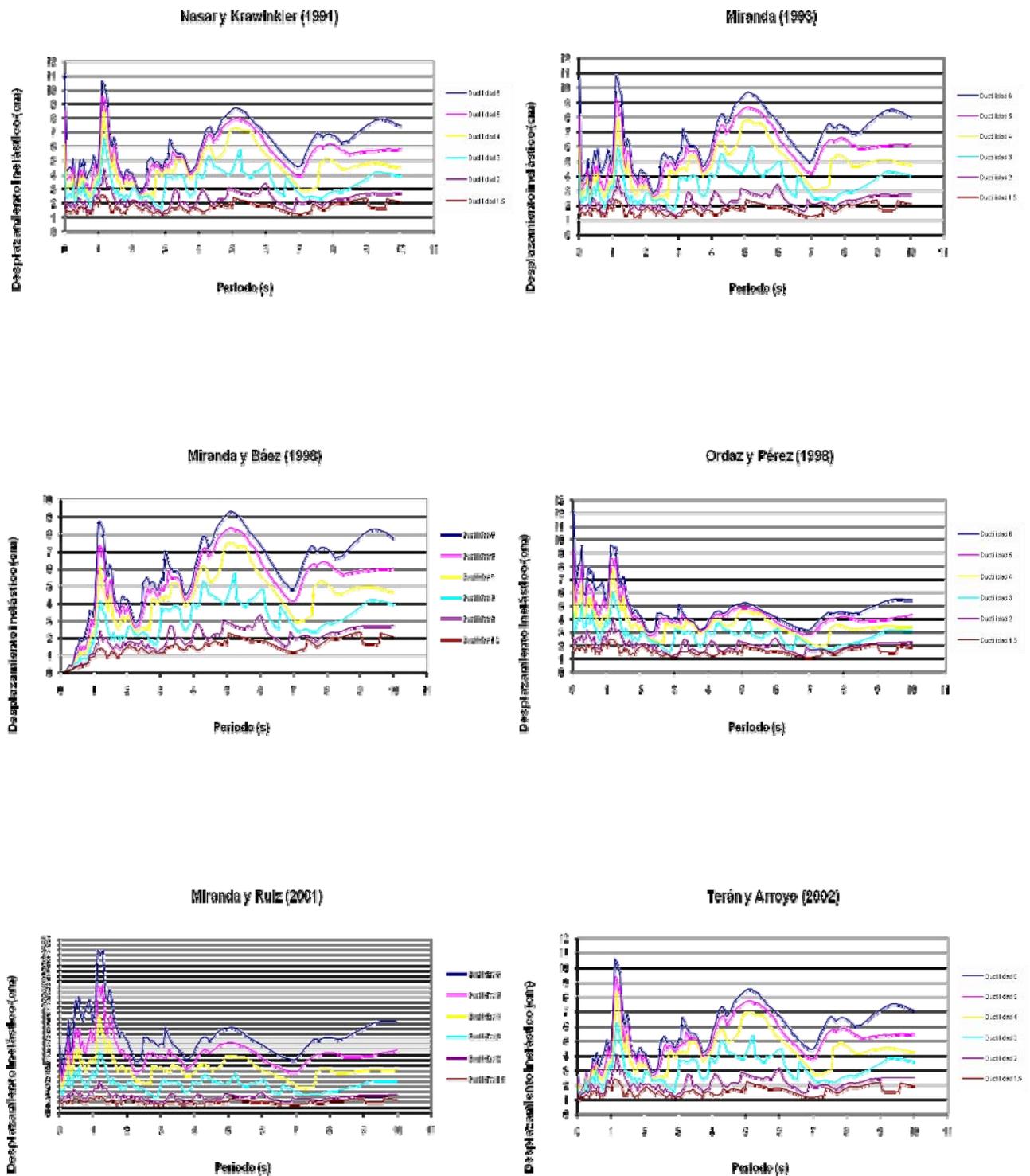


Figura IV.9 Estación TP139802.031 componente EW

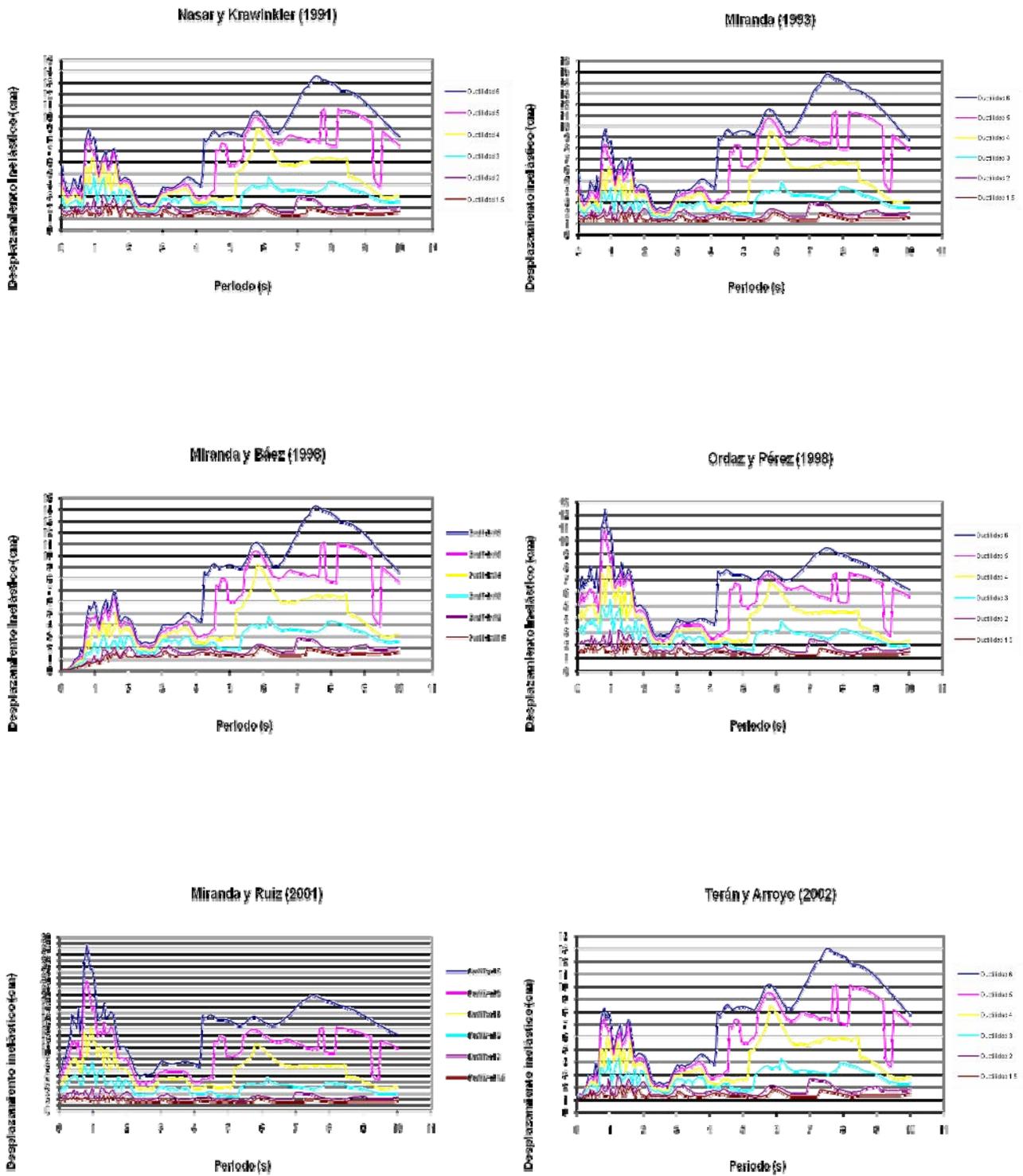


Figura IV.10 Estación TP139802.031 componente NS

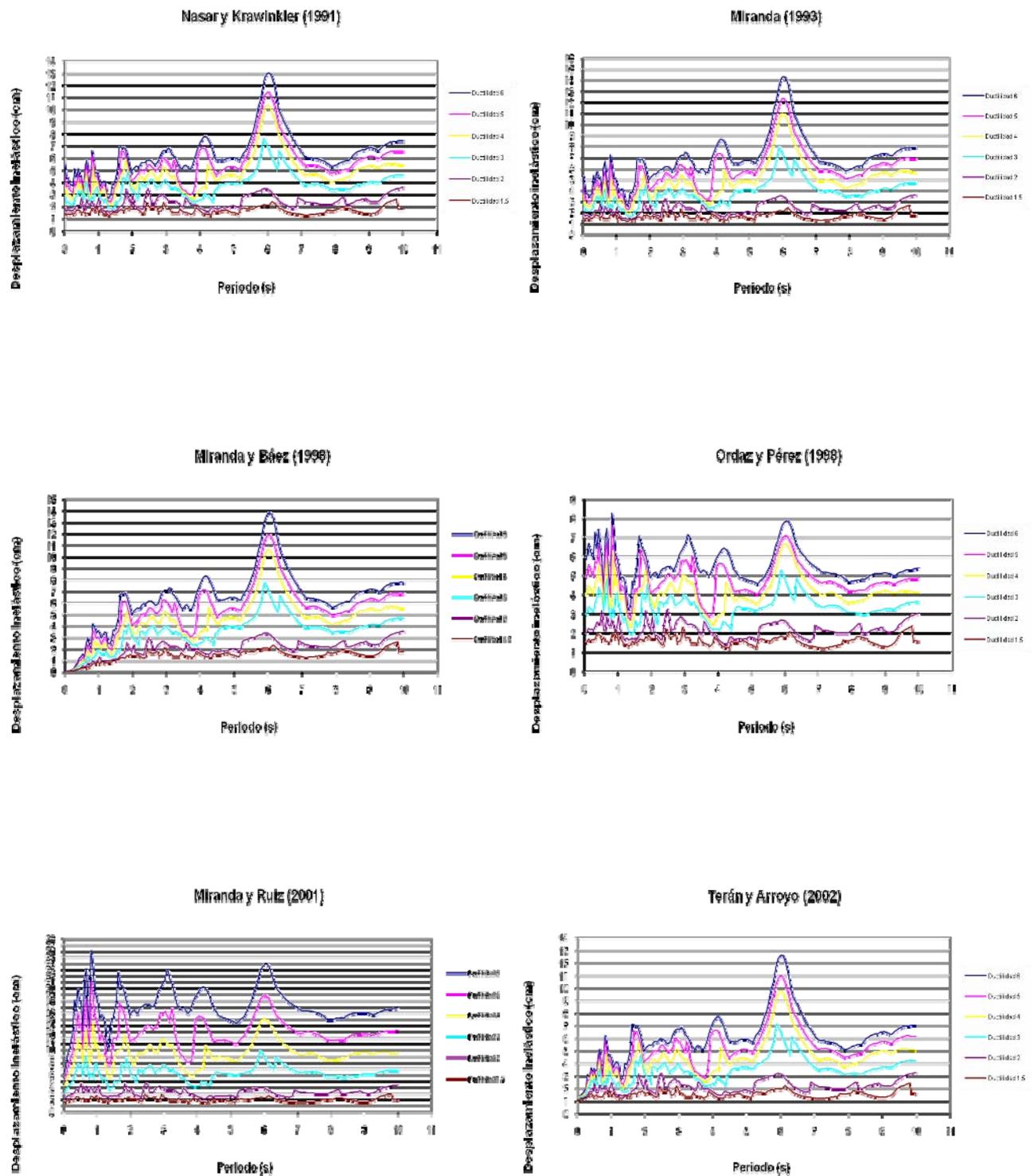


Figura IV.11 Estación UI219802.031 componente EW

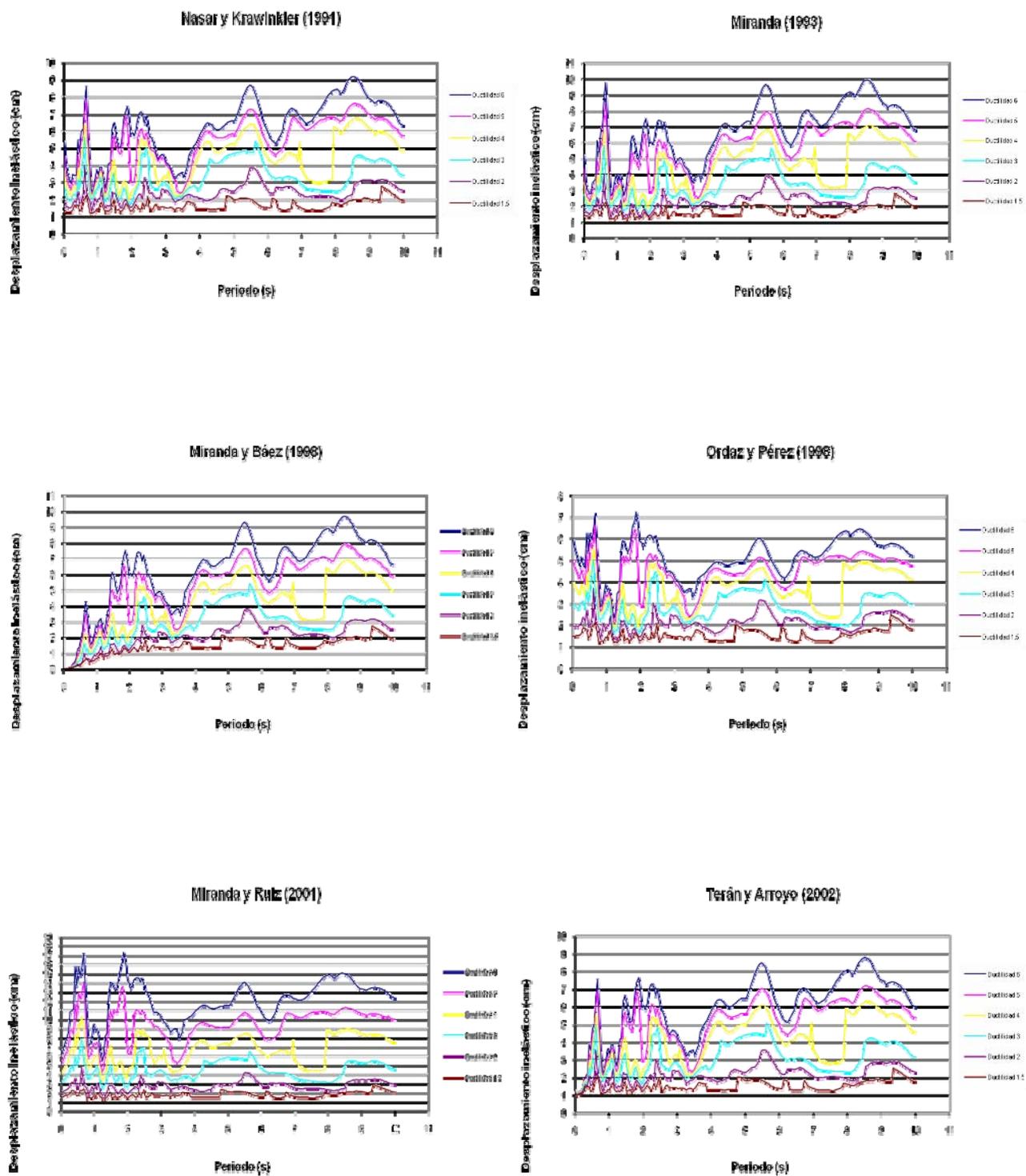


Figura IV.12 Estación UI219802.031 componente NS

**Sismo del 3 de febrero de 1998**

**Magnitud 6.4**

**Terreno de Transición**



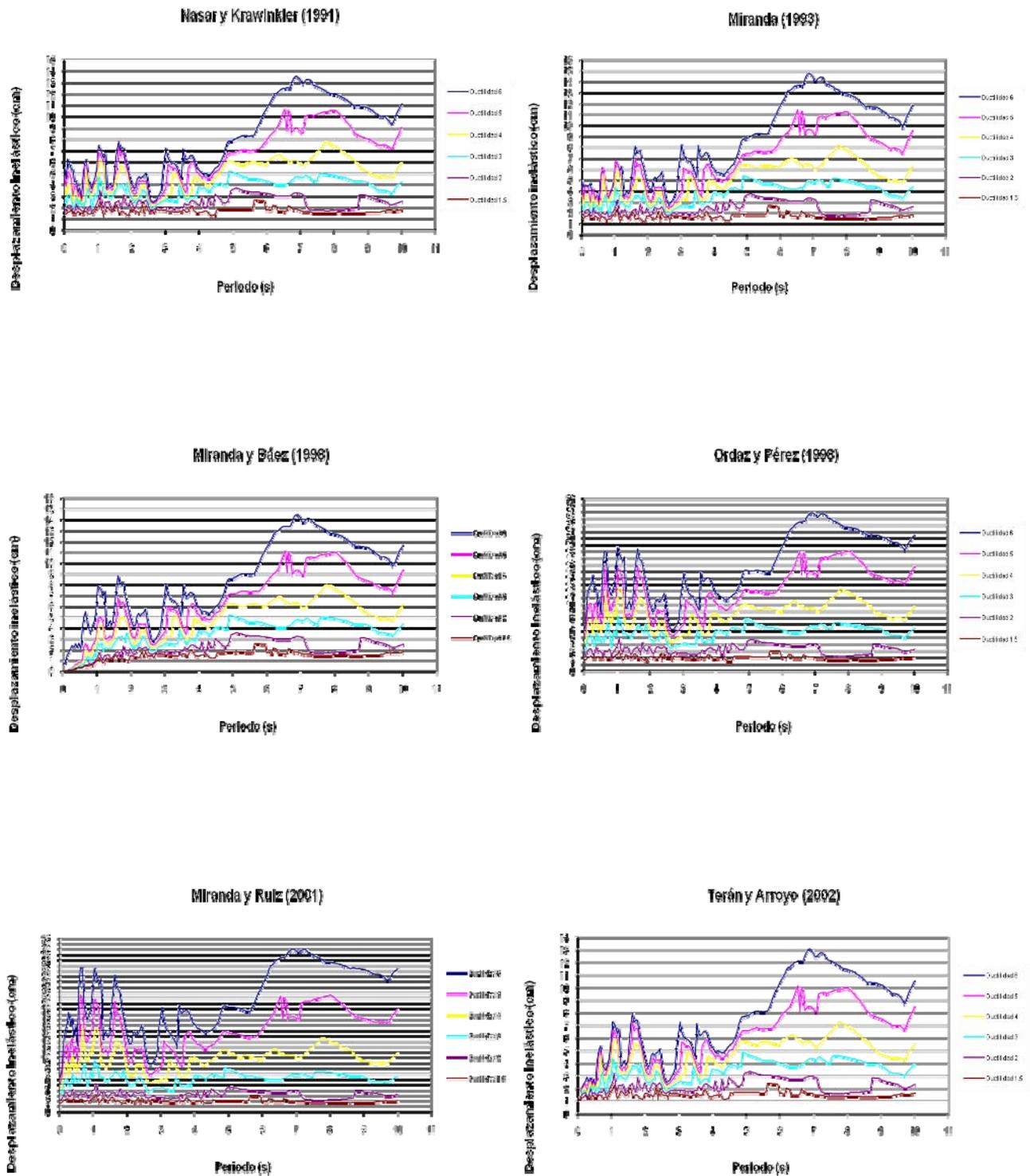


Figura IV.13 Estación AO249802.031 componente EW

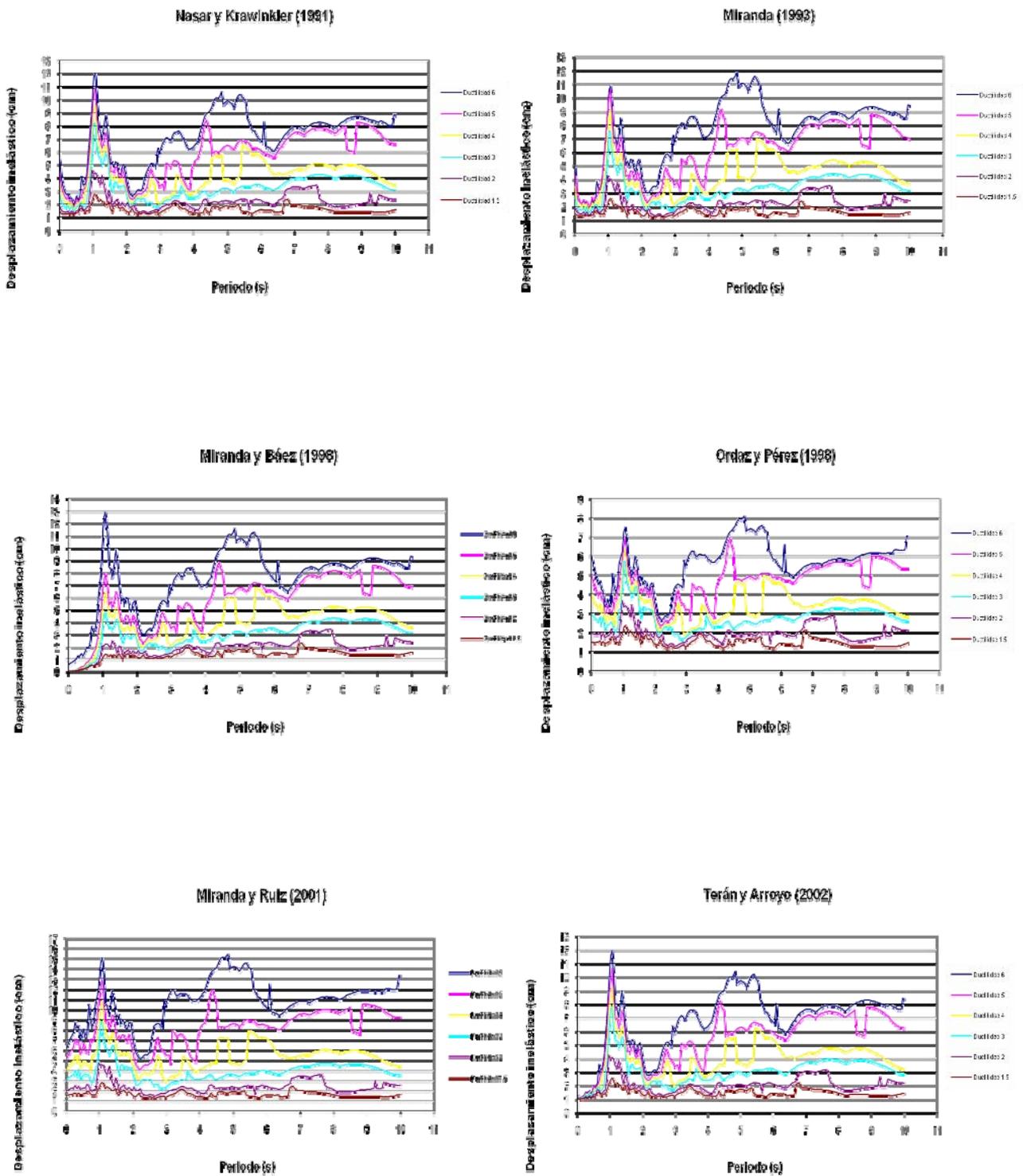


Figura IV.14 Estación AO249802.031 componente NS

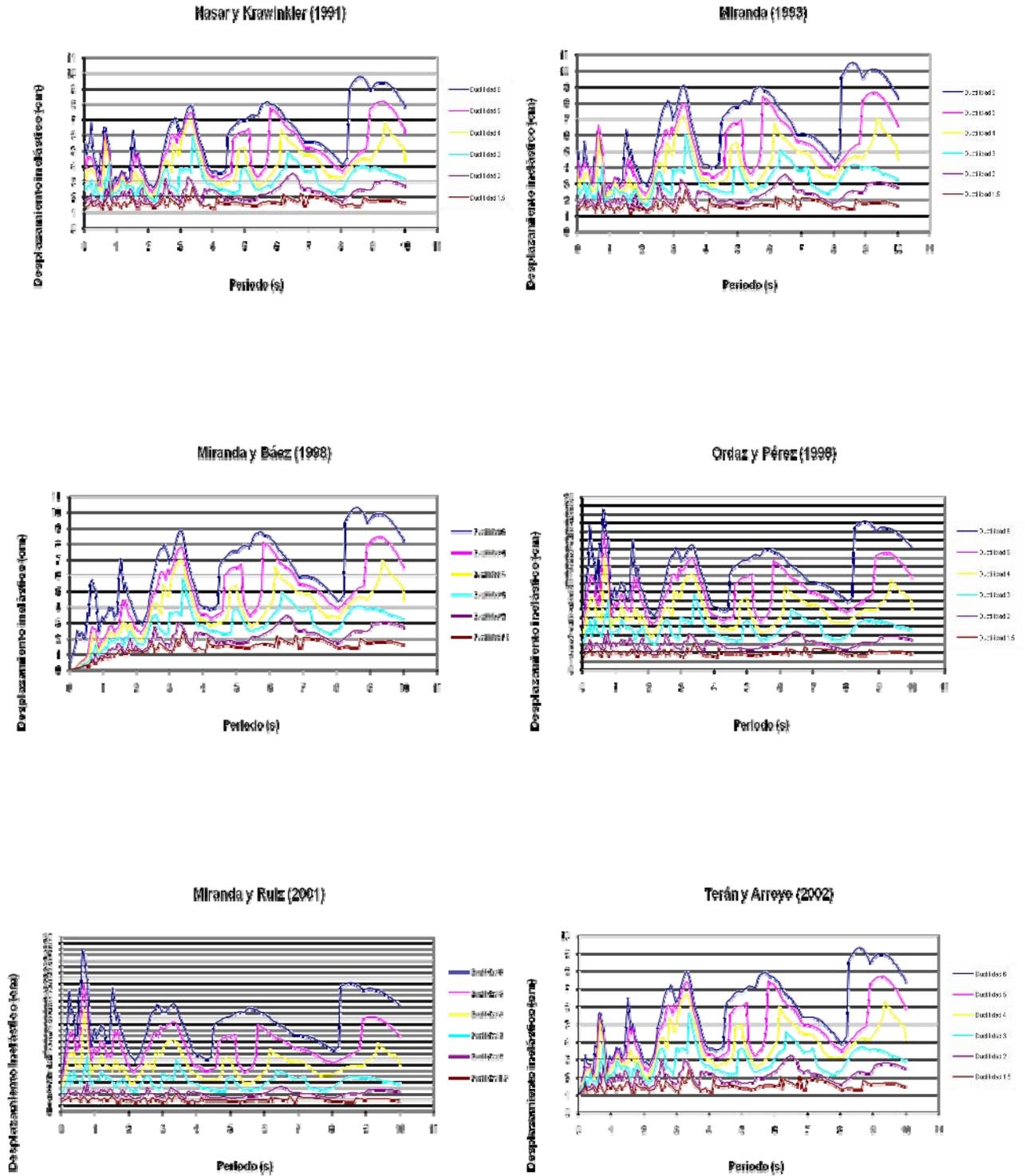


Figura IV.15 Estación AU469802.031 componente EW

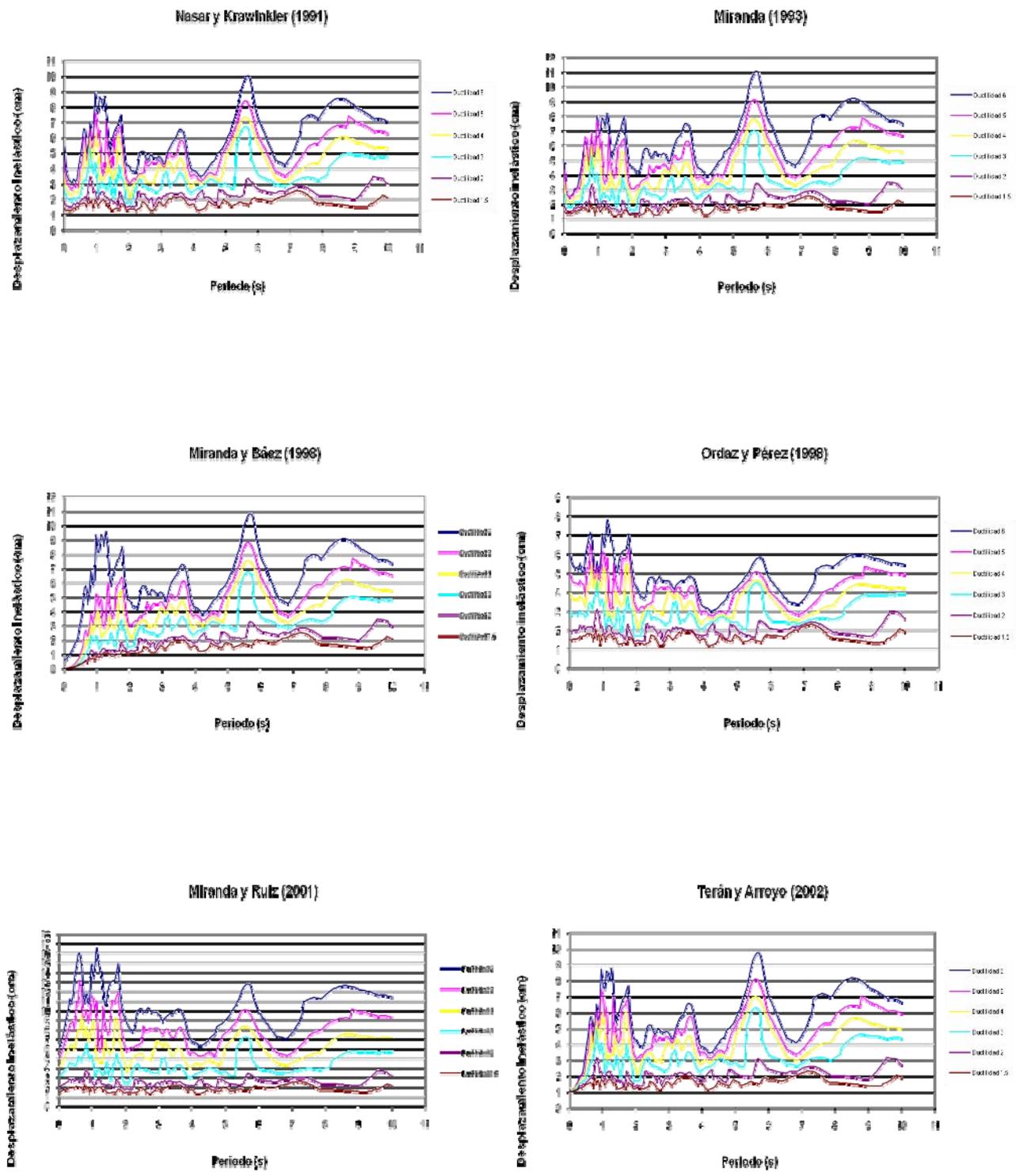


Figura IV.16 Estación AU469802.031 componente NS

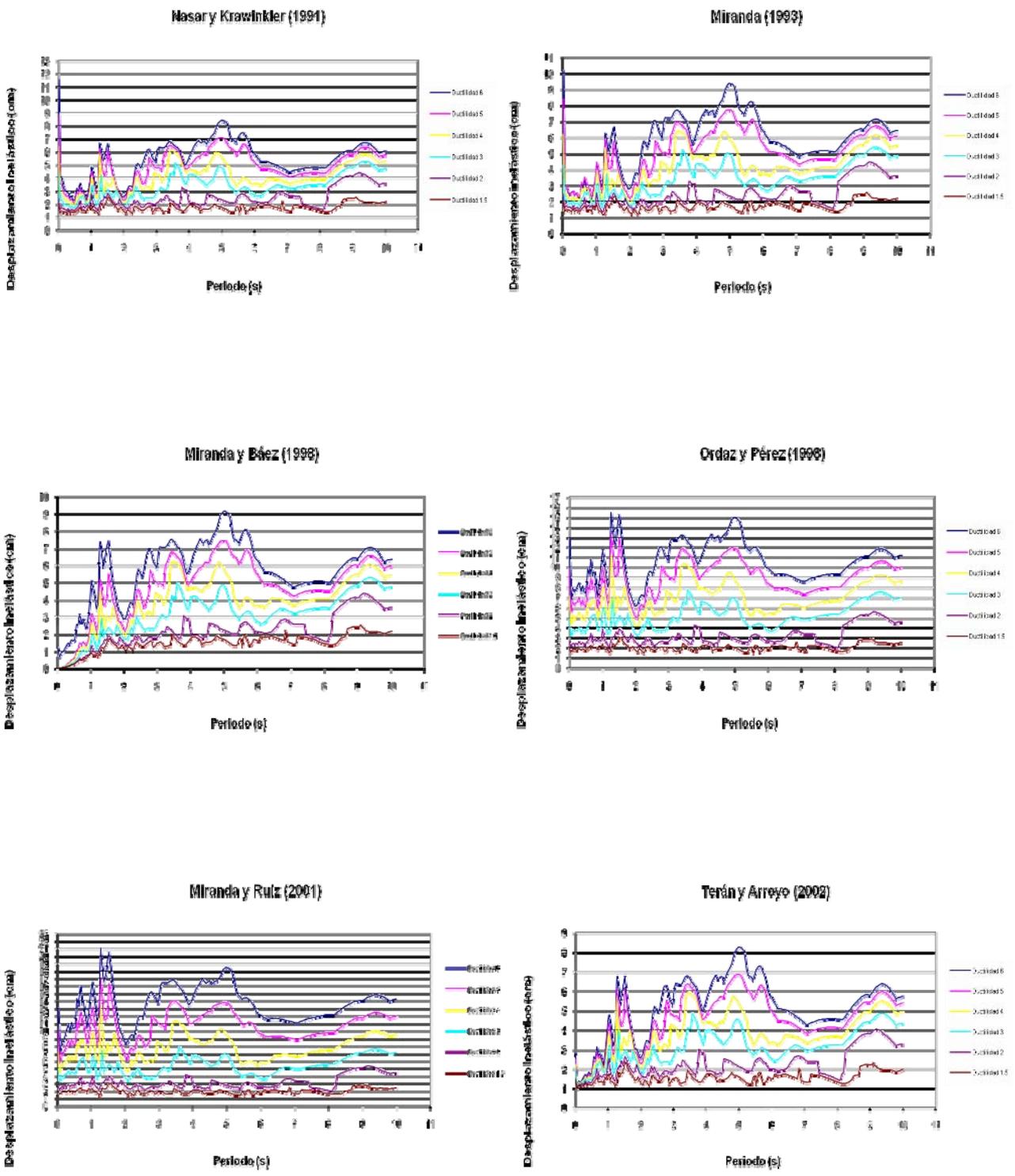


Figura IV.17 Estación CO479802.031 componente EW

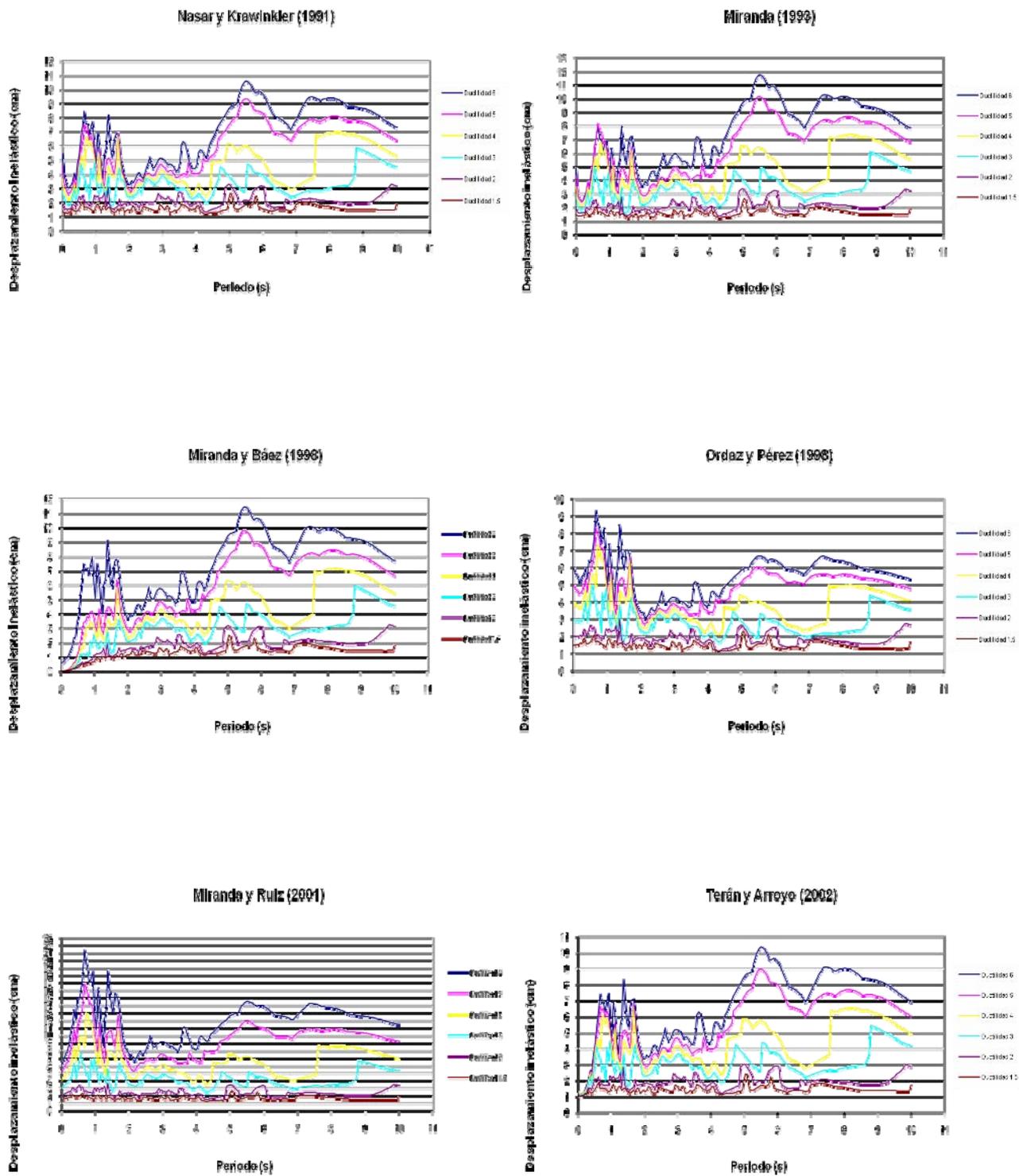


Figura IV.18 Estación CO479802.031 componente NS

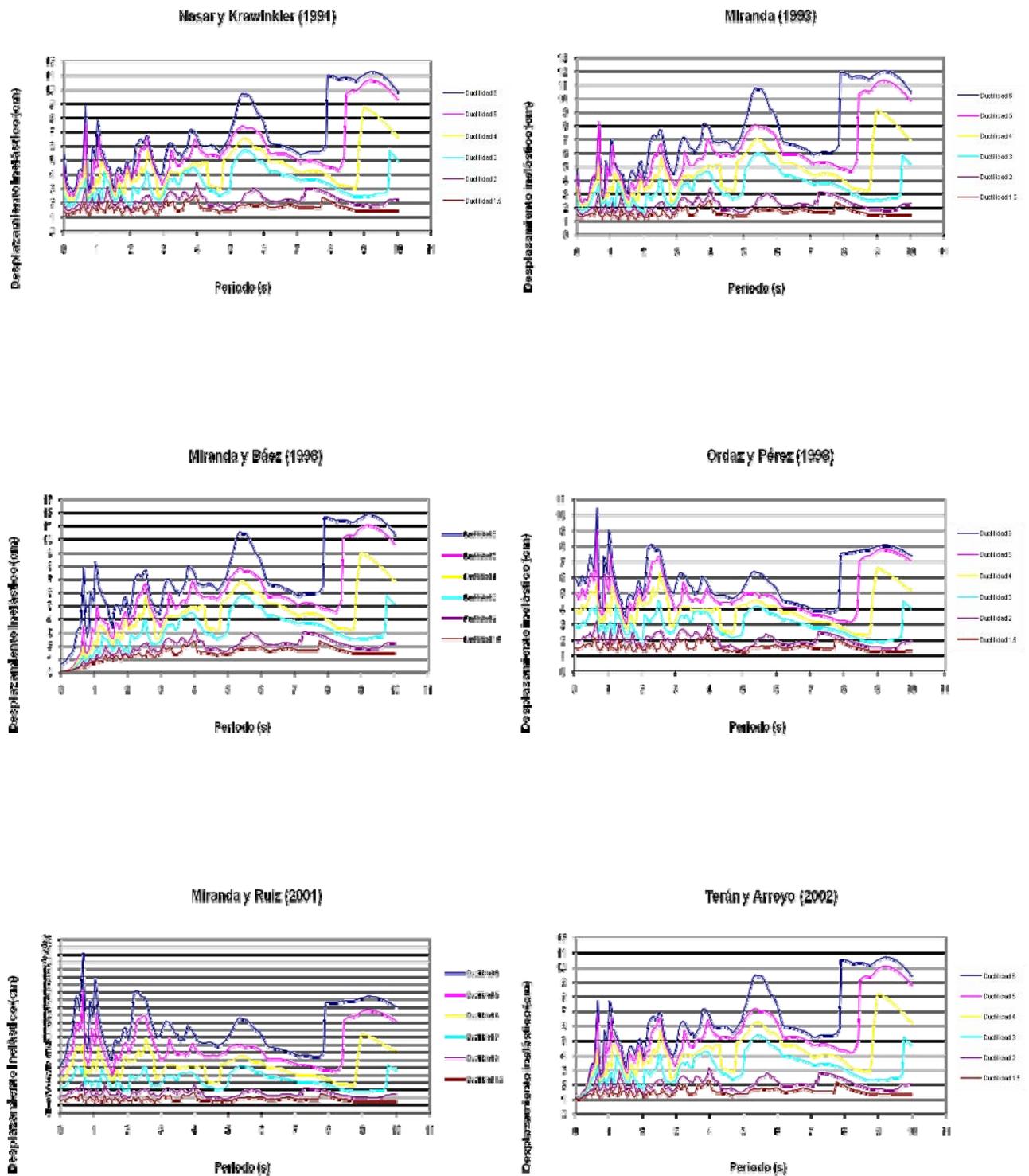


Figura IV.19 Estación COY19802.031 componente EW

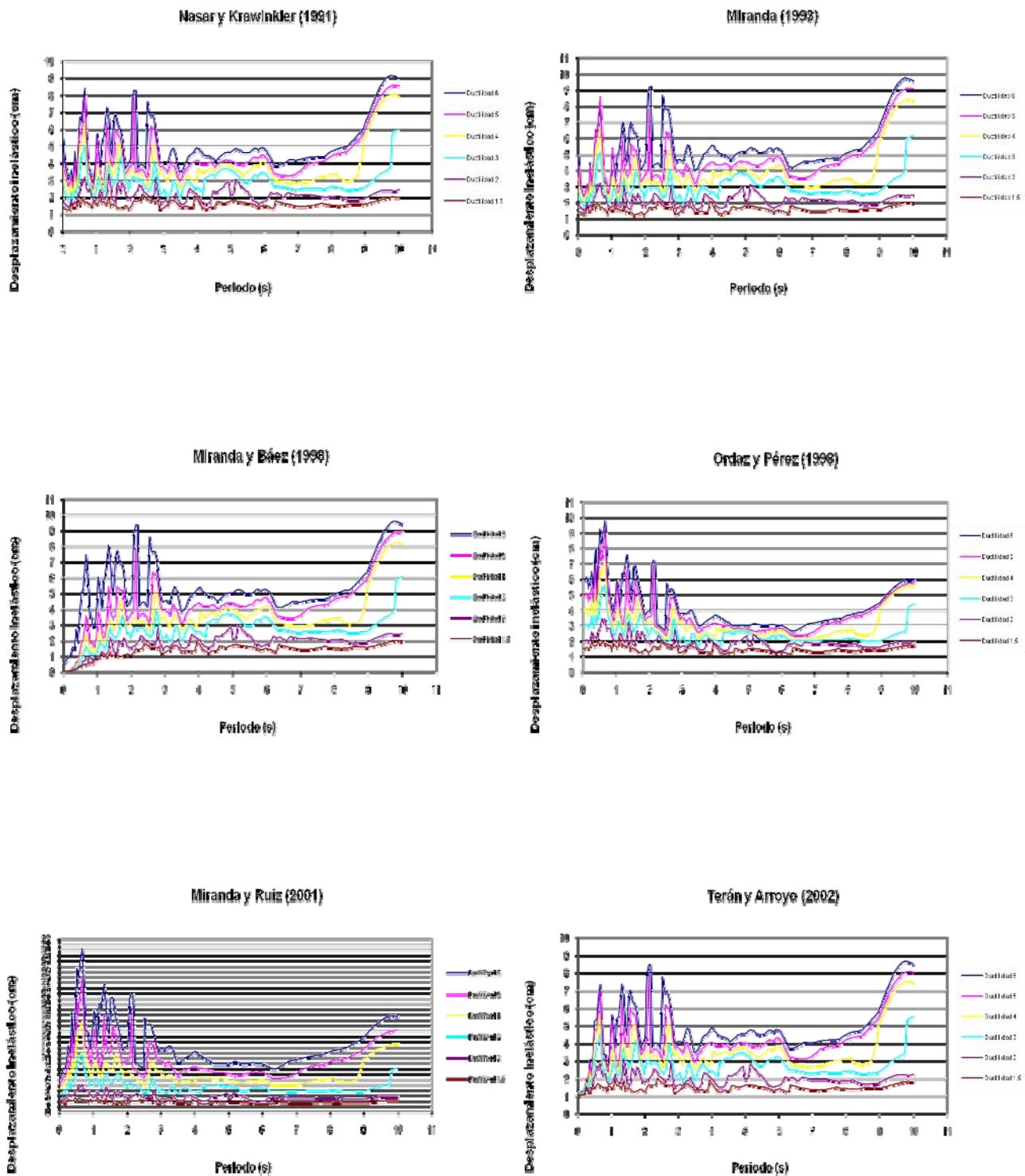


Figura IV.20 Estación COY19802.031 componente NS

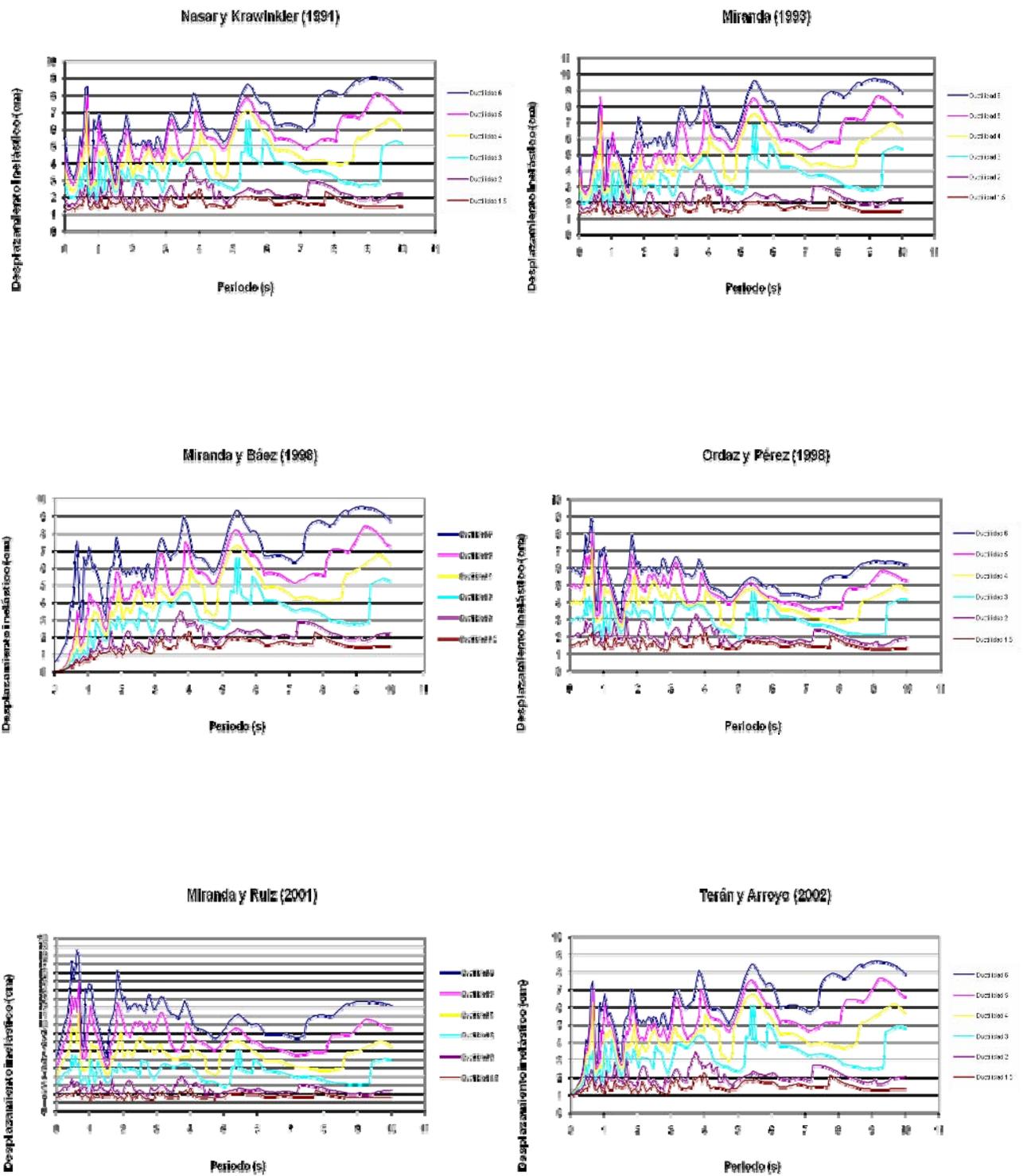


Figura IV.21 Estación COYS9802.031 componente EW

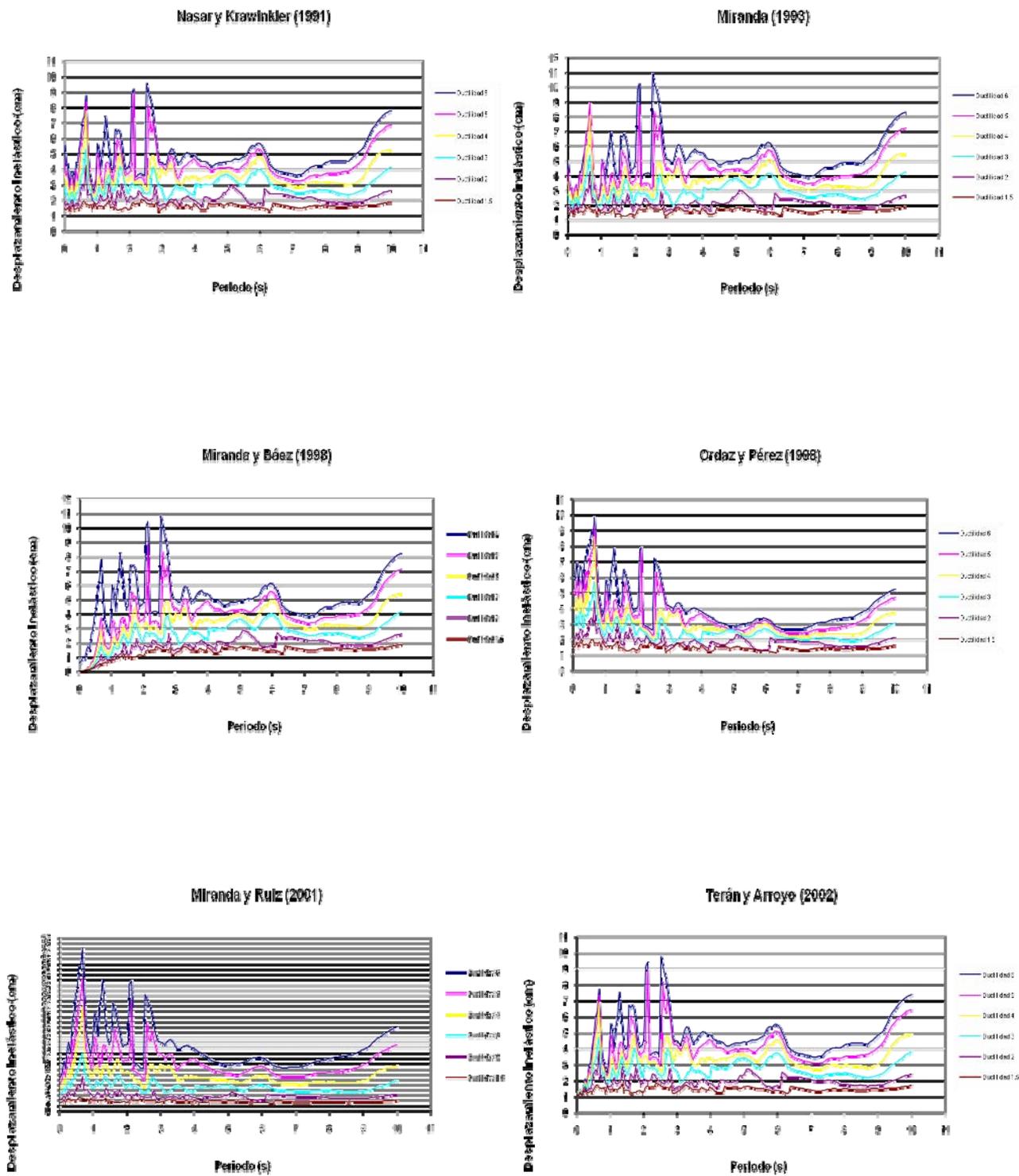


Figura IV.22 Estación COYS9802.031 componente NS

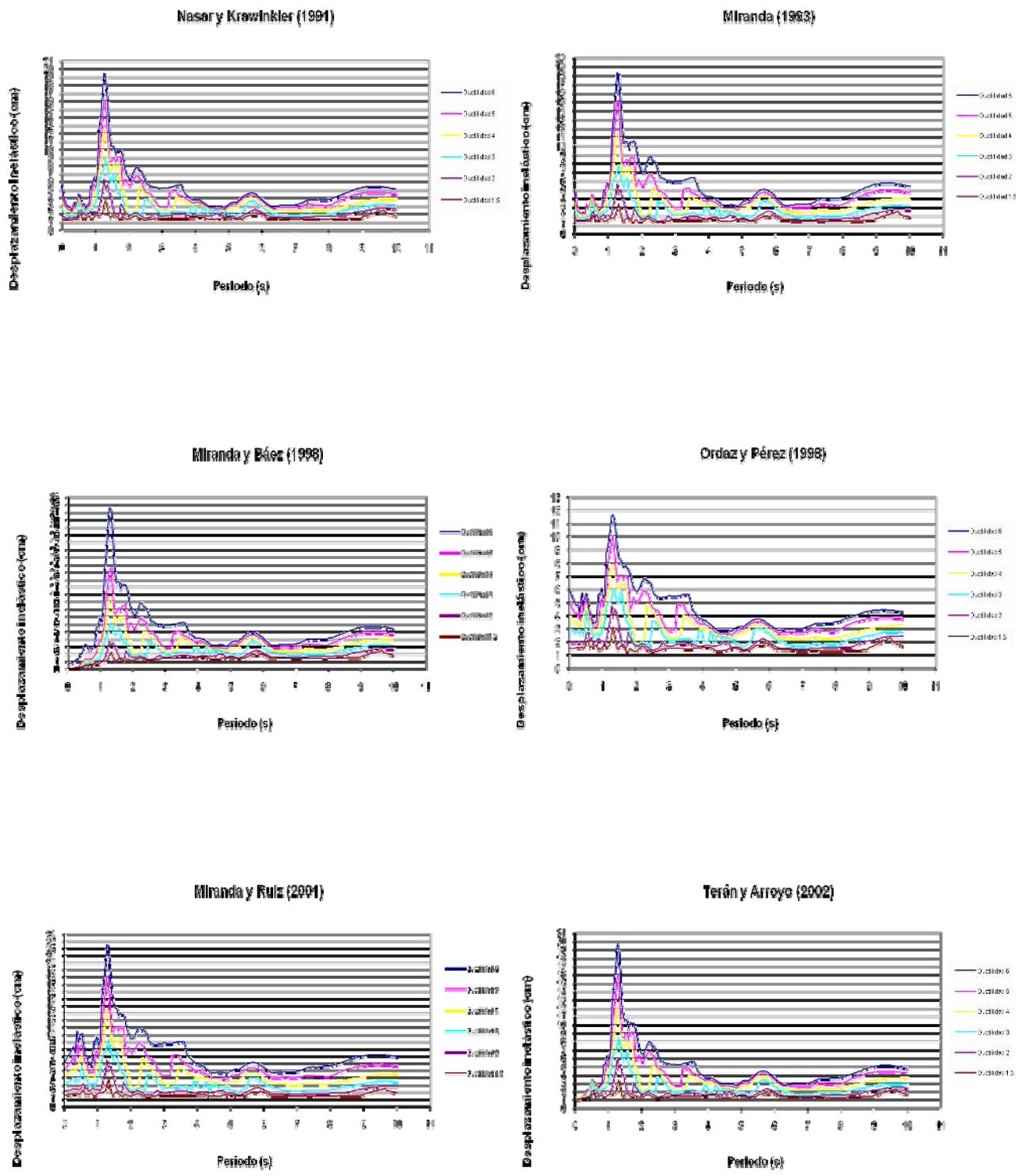
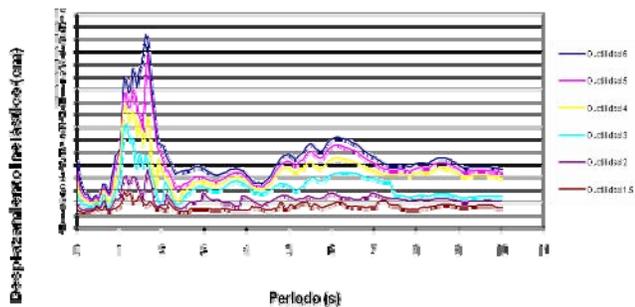
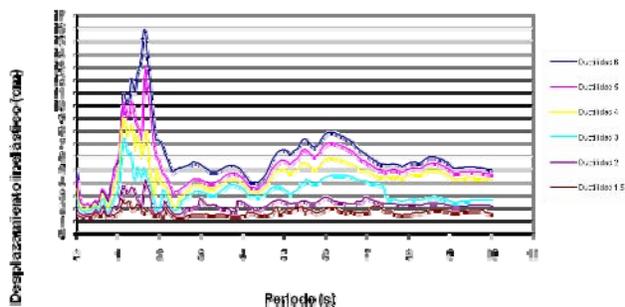


Figura IV.23 Estación DFRO9802.031 componente EW

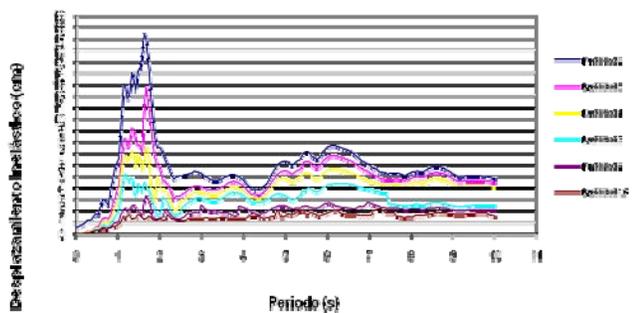
Nasar y Krawinkler (1991)



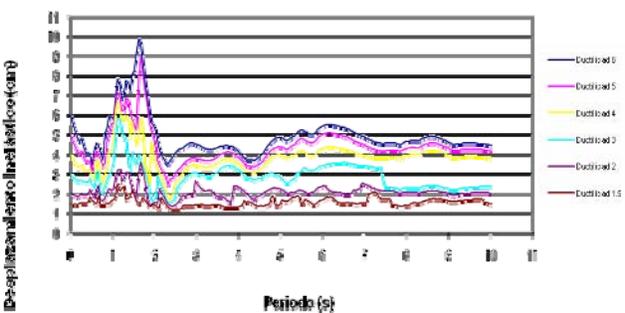
Miranda (1993)



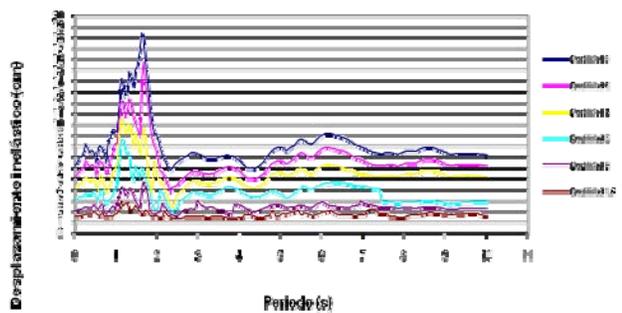
Miranda y B&eacute;ez (1996)



Ordaz y P&eacute;rez (1998)



Miranda y Ruiz (2001)



Terán y Arroyo (2002)

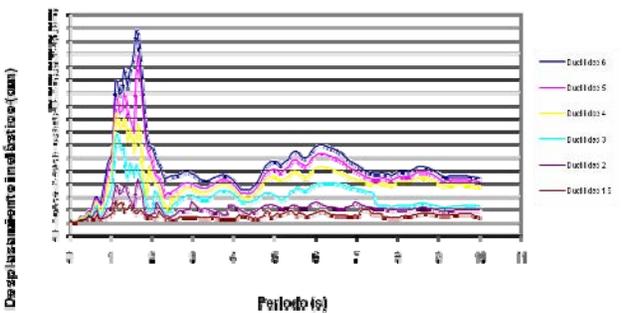


Figura IV.24 Estación DFRO9802.031 componente NS

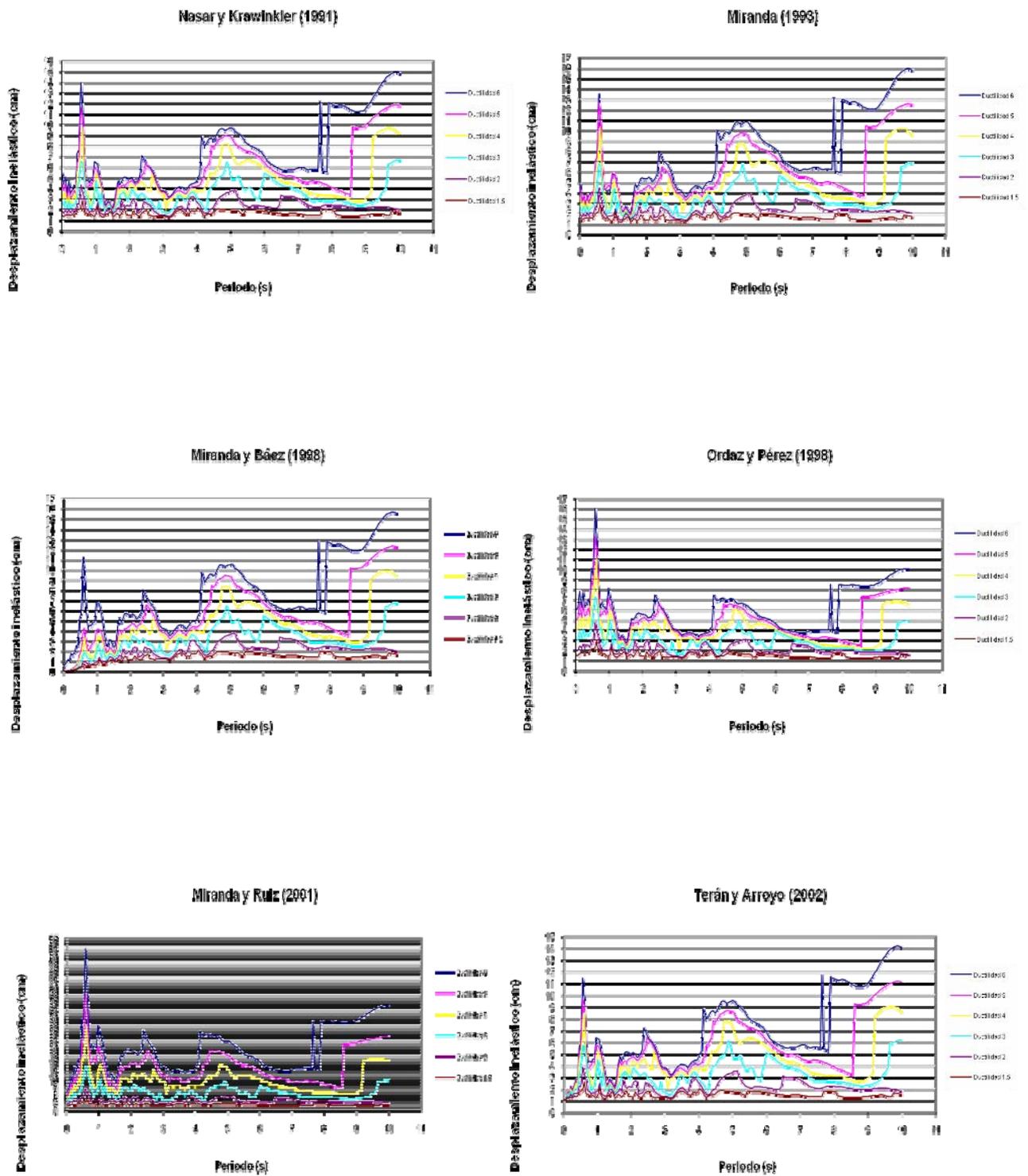


Figura IV.25 Estación DR169802.031 componente EW

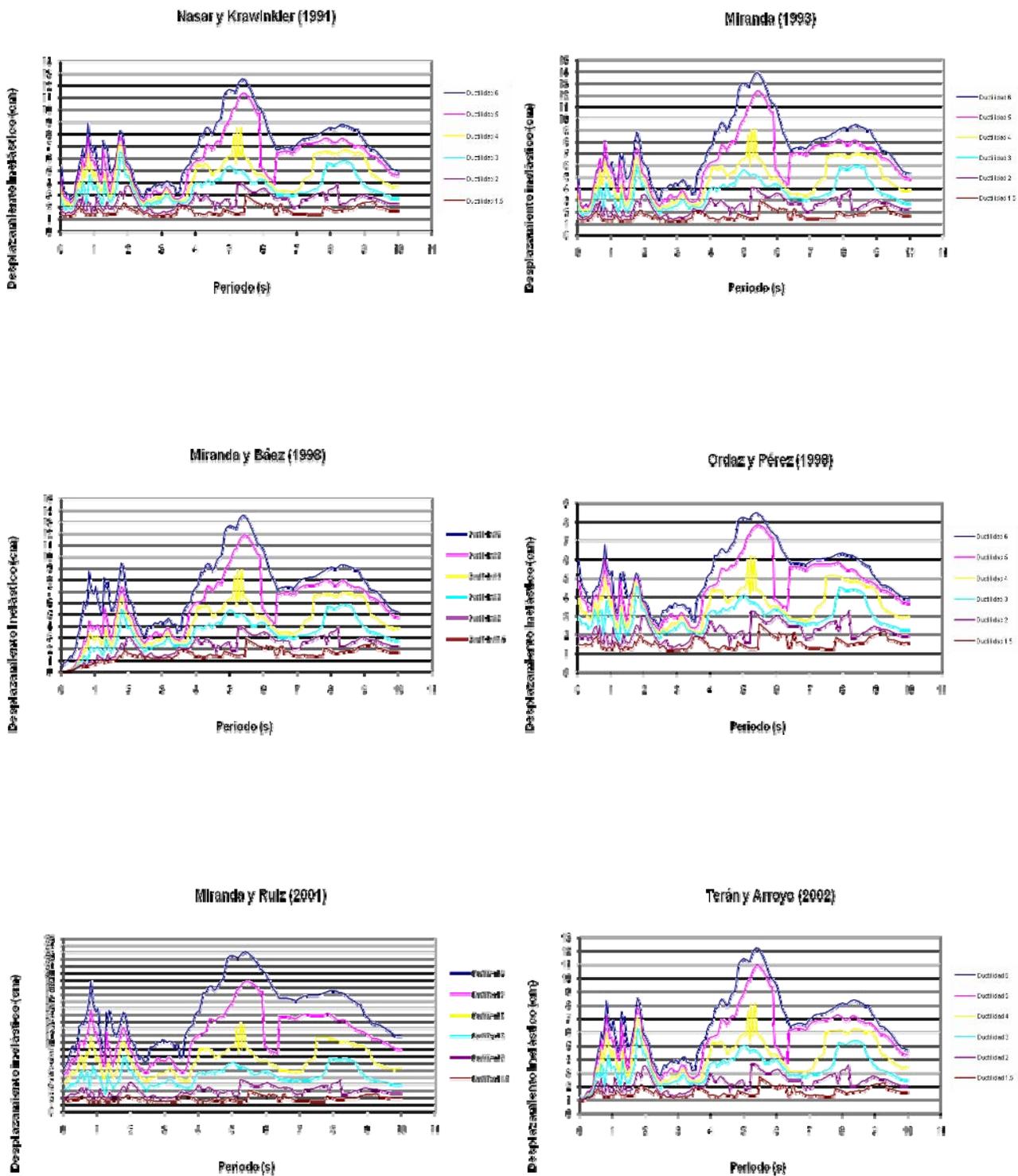


Figura IV.26 Estación DR169802.031 componente NS

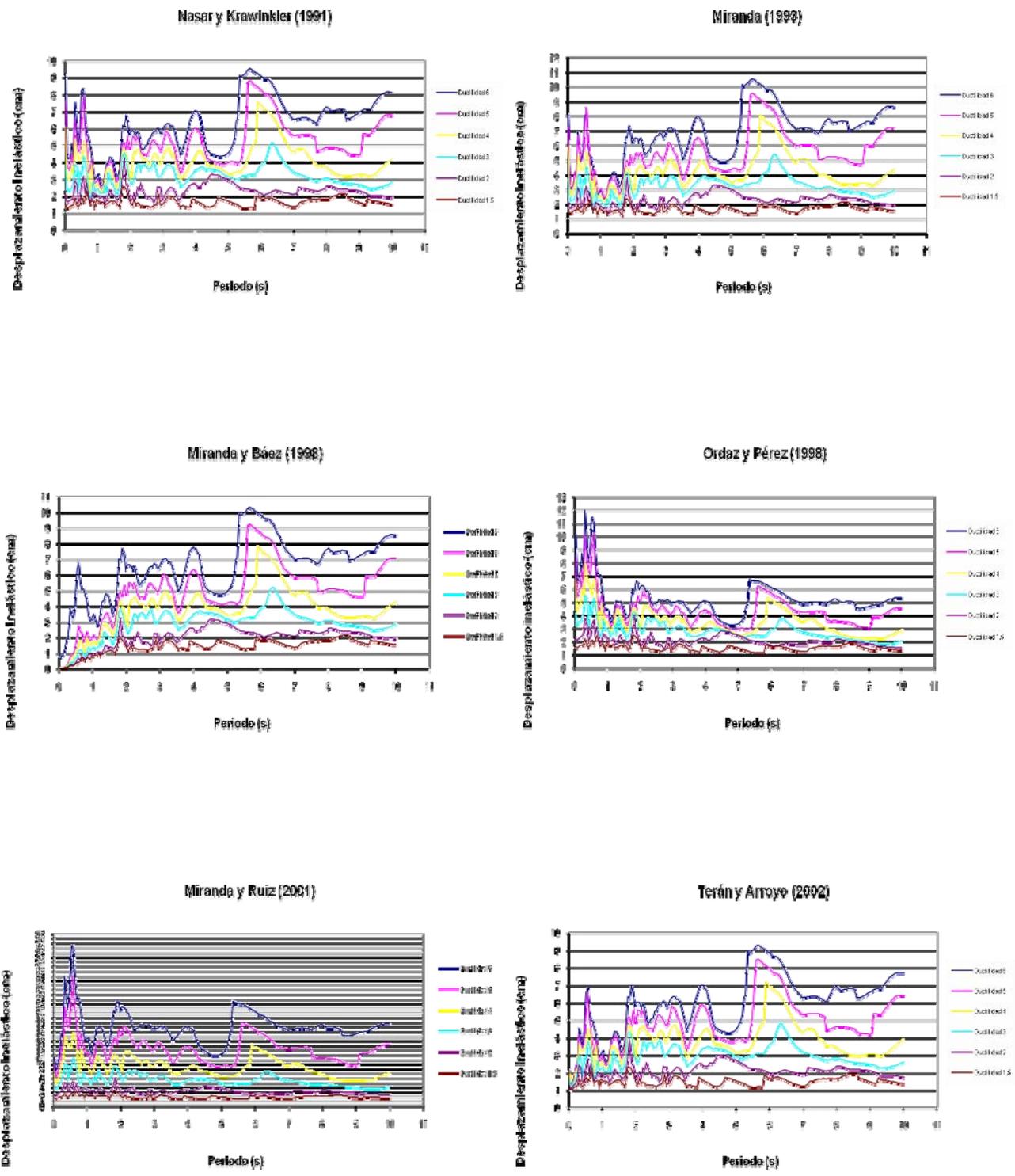


Figura IV.27 Estación GR279802.031 componente EW

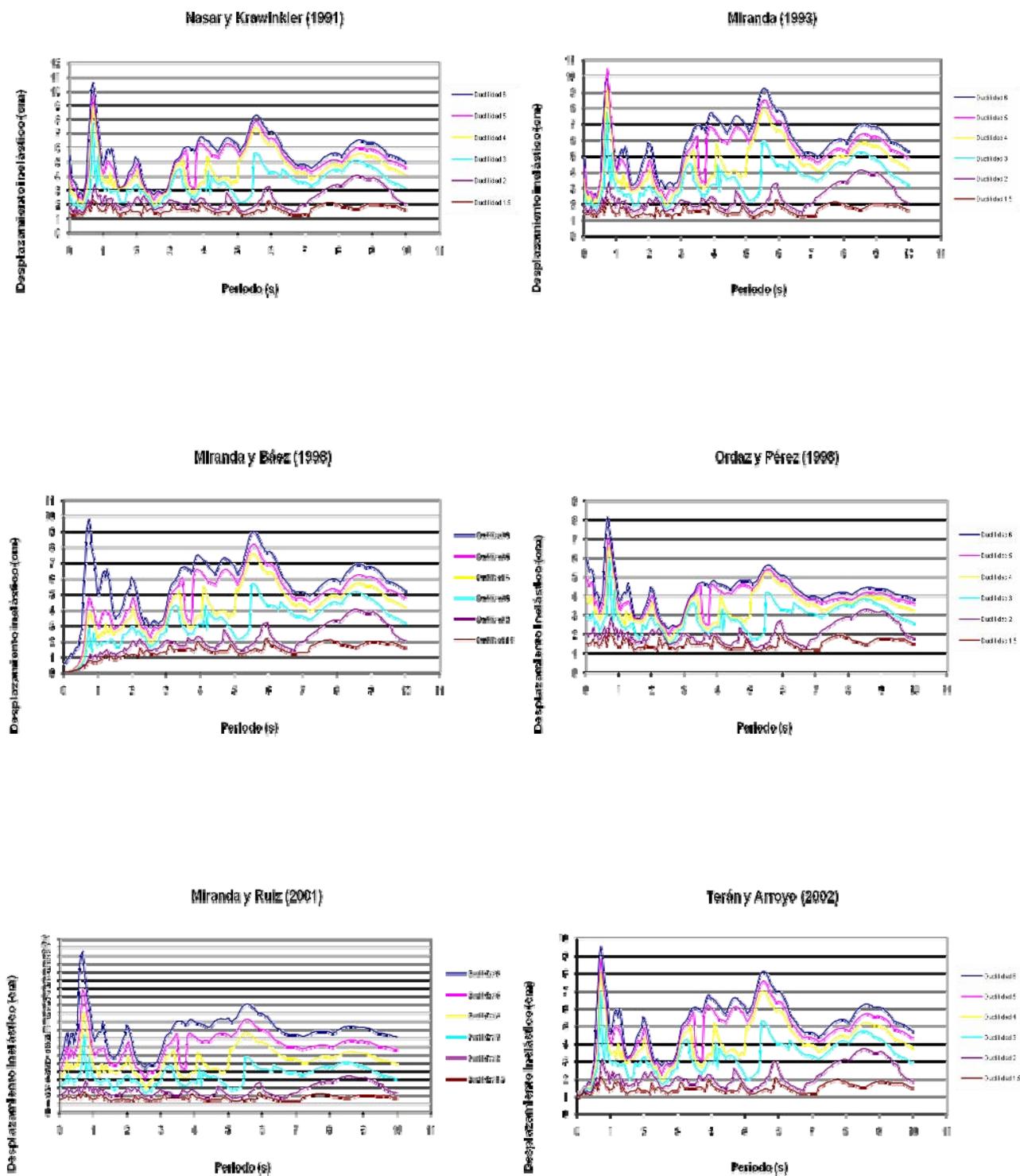


Figura IV.28 Estación GR279802.031 componente NS

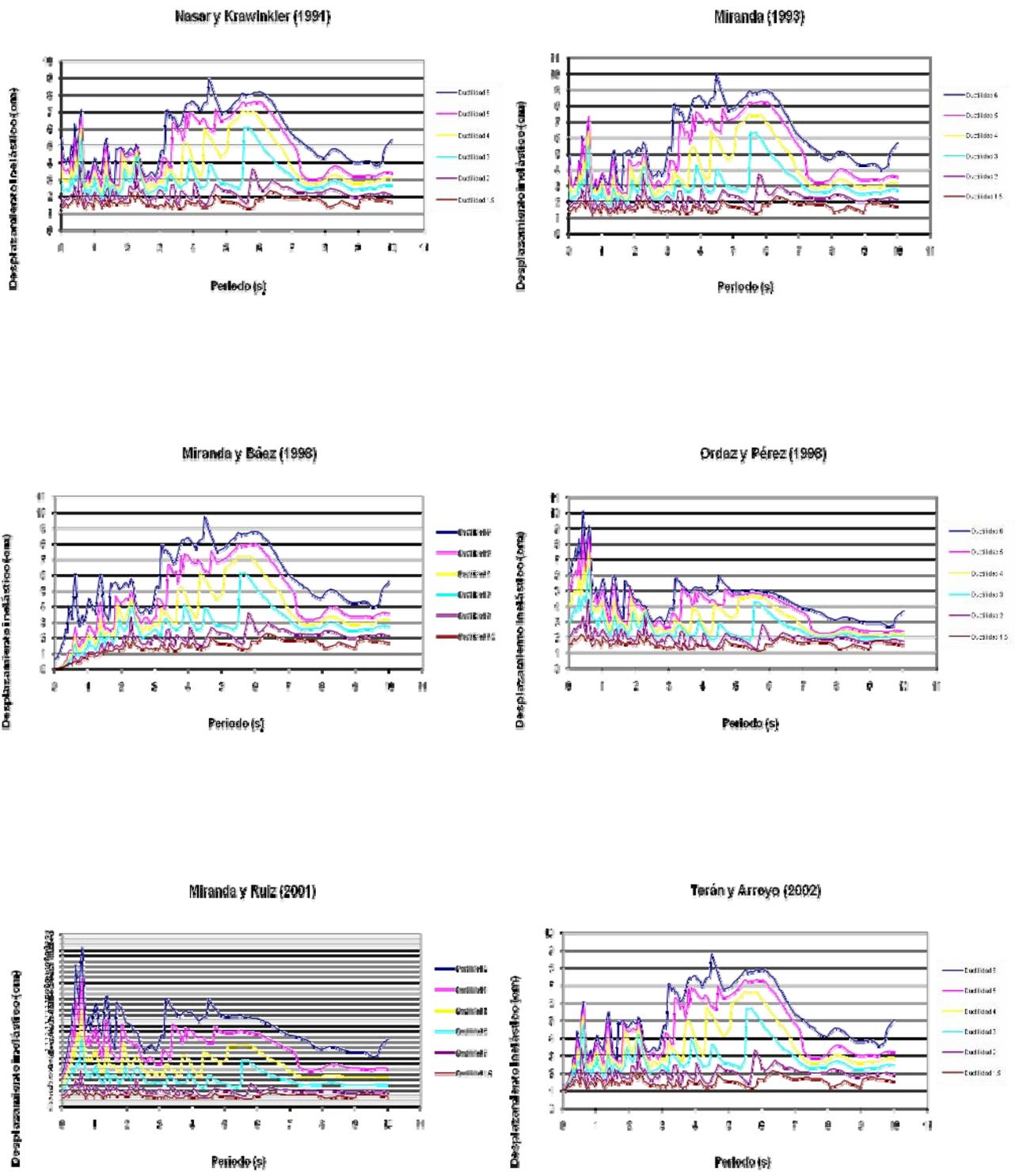


Figura IV.29 Estación ME529802.031 componente EW

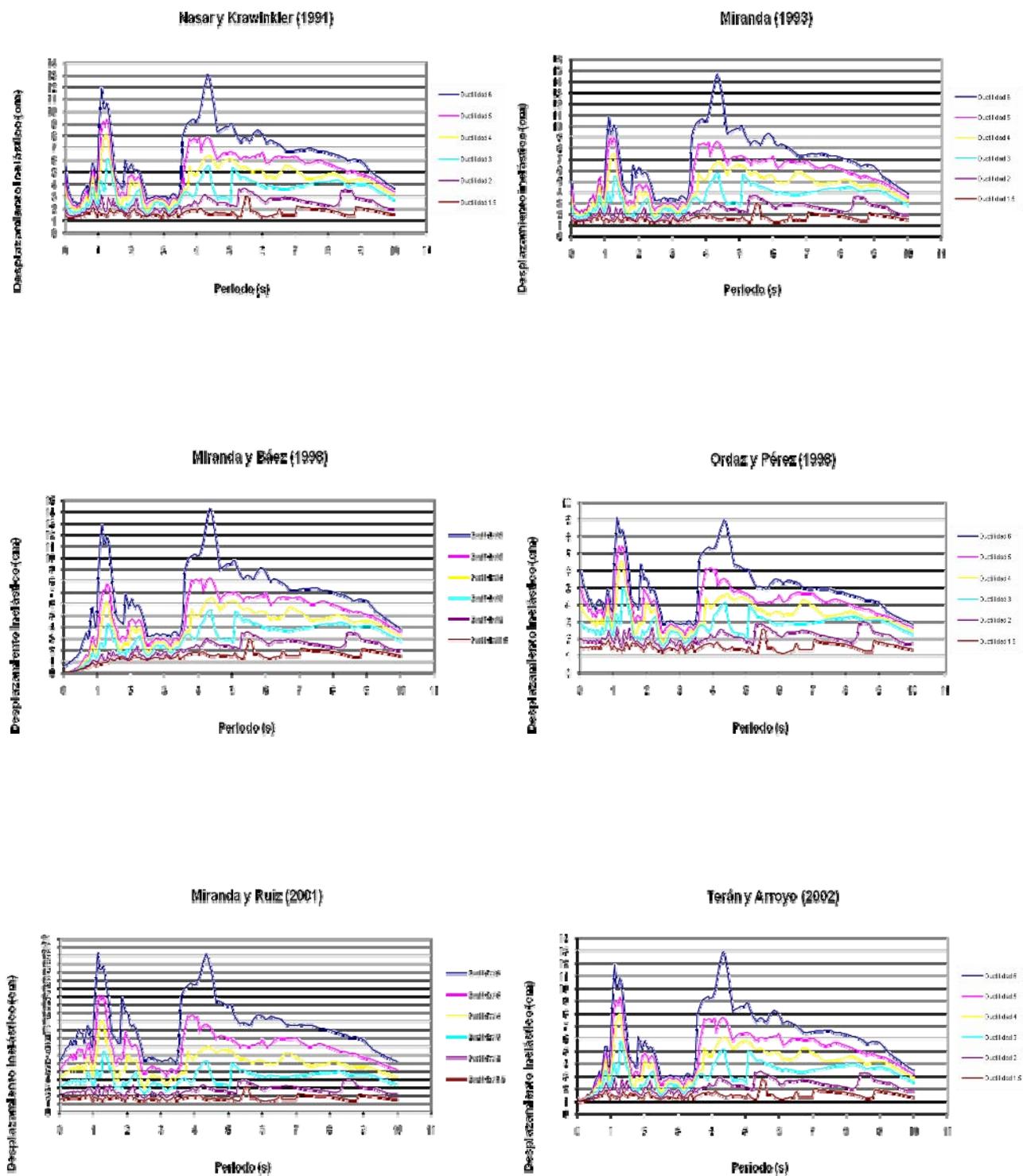


Figura IV.30 Estación ME529802.031 componente NS

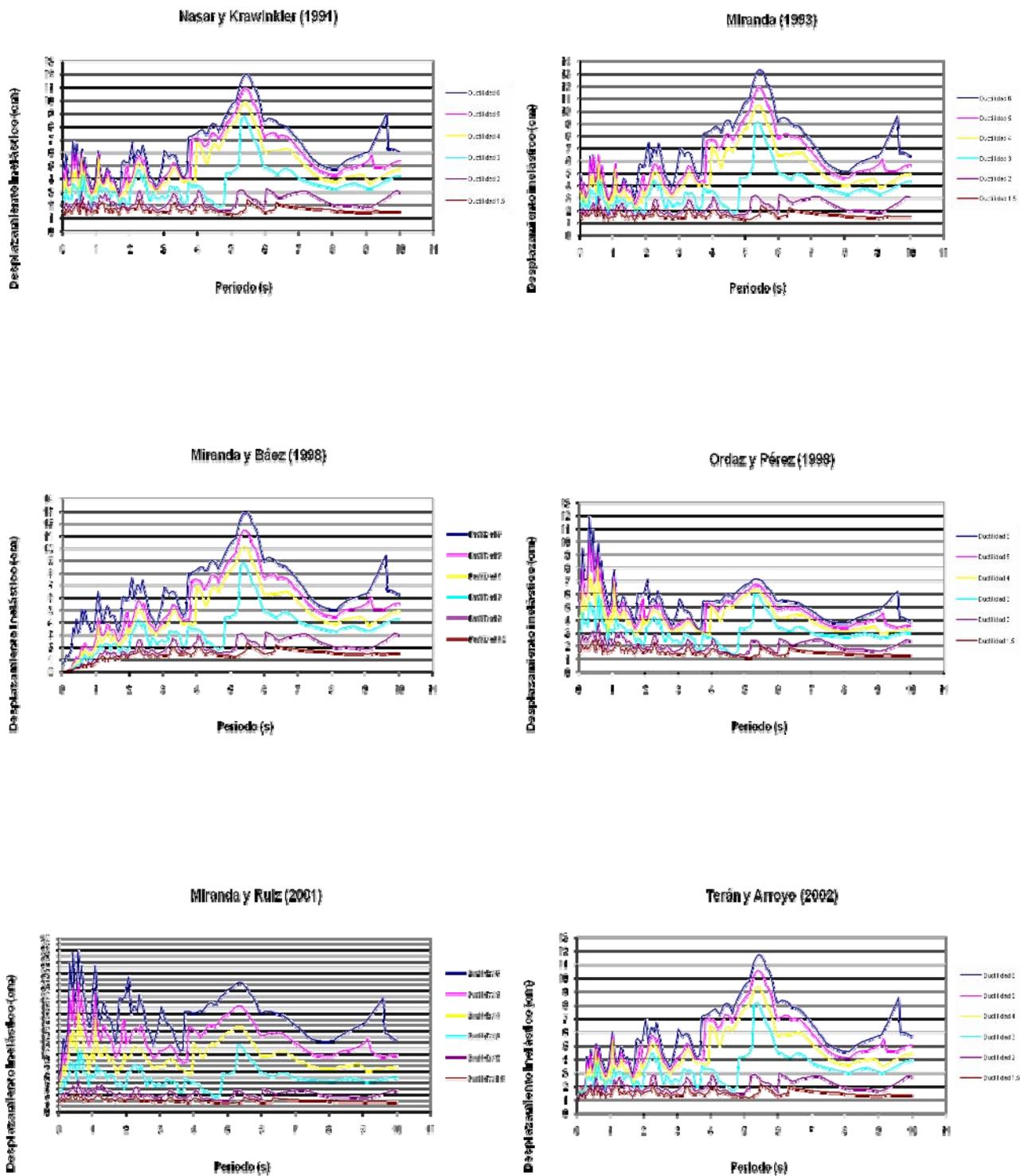


Figura IV.31 Estación MT509802.031 componente EW

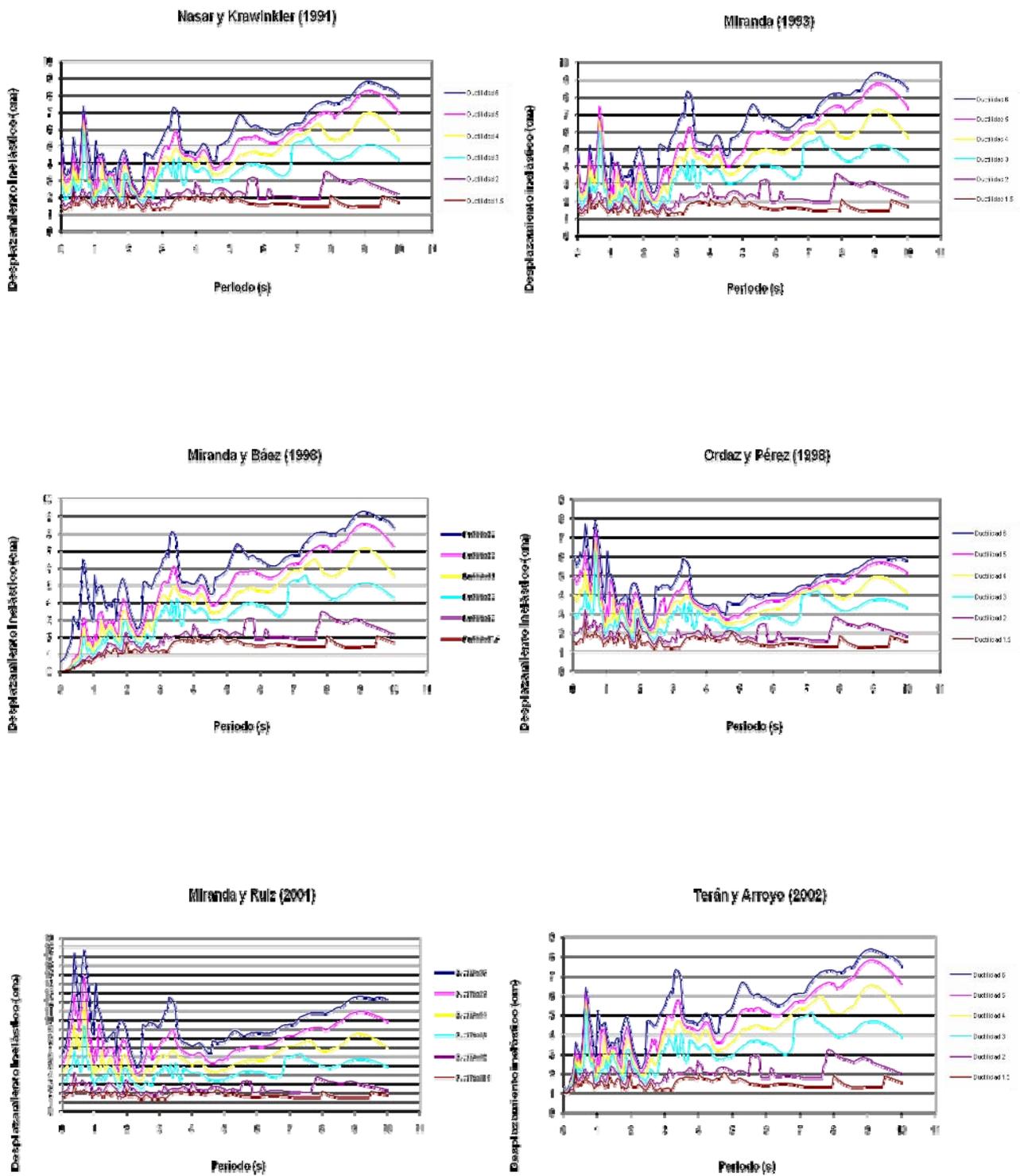


Figura IV.32 Estación MT509802.031 componente NS

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno Firme**



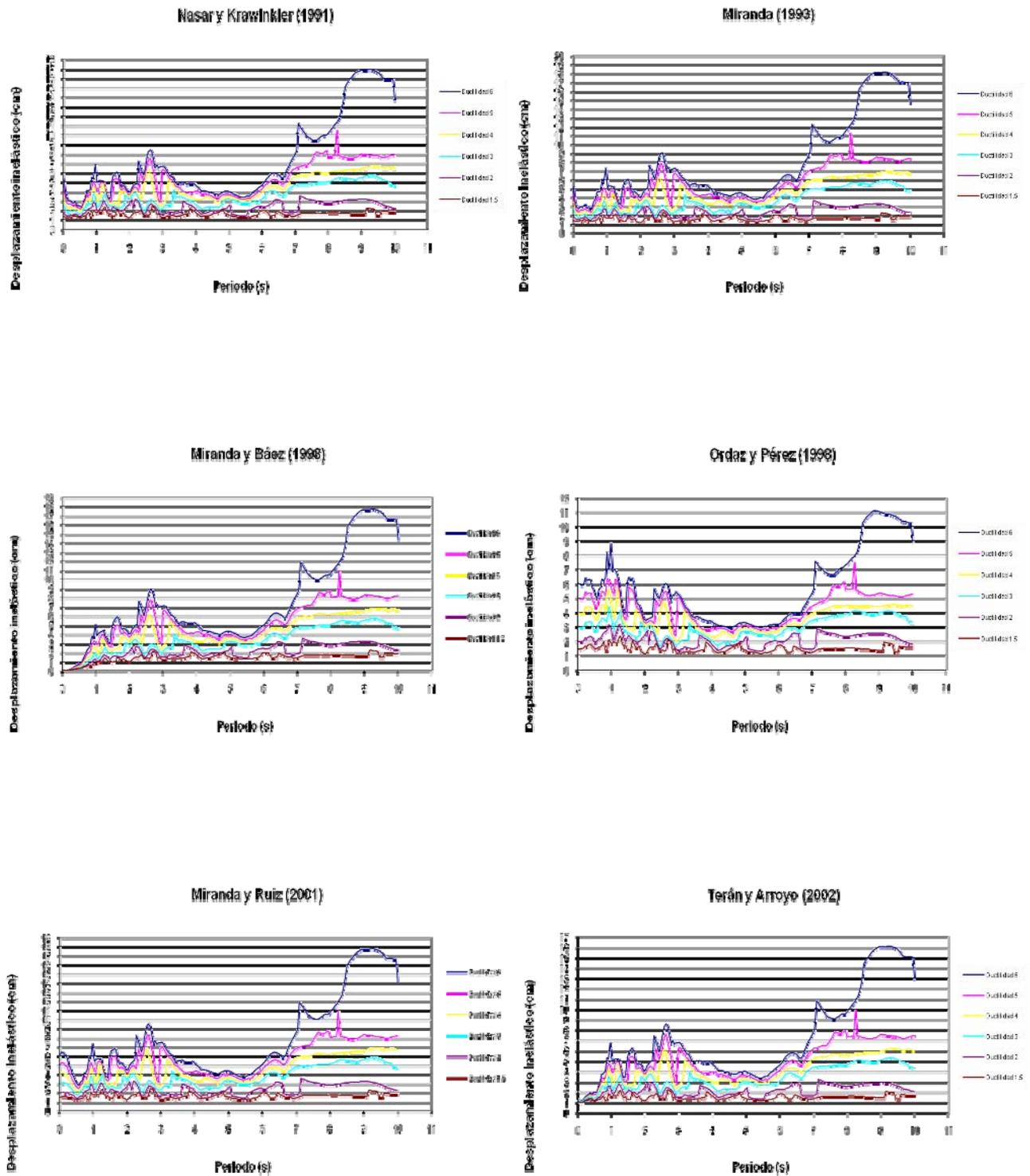


Figura IV.33 Estación CU018509.191 componente EW

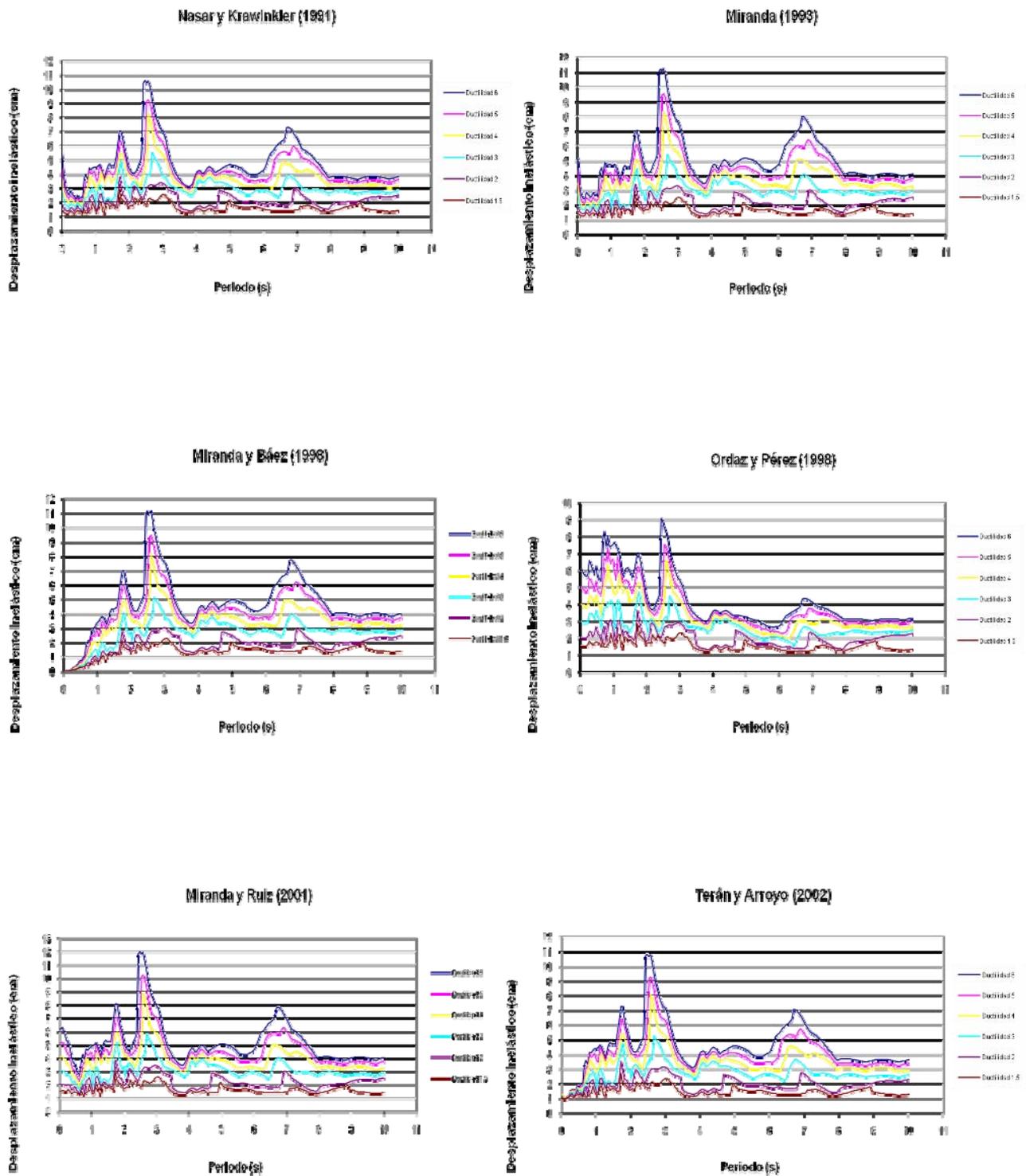


Figura IV.34 Estación CU018509.191 componente NS

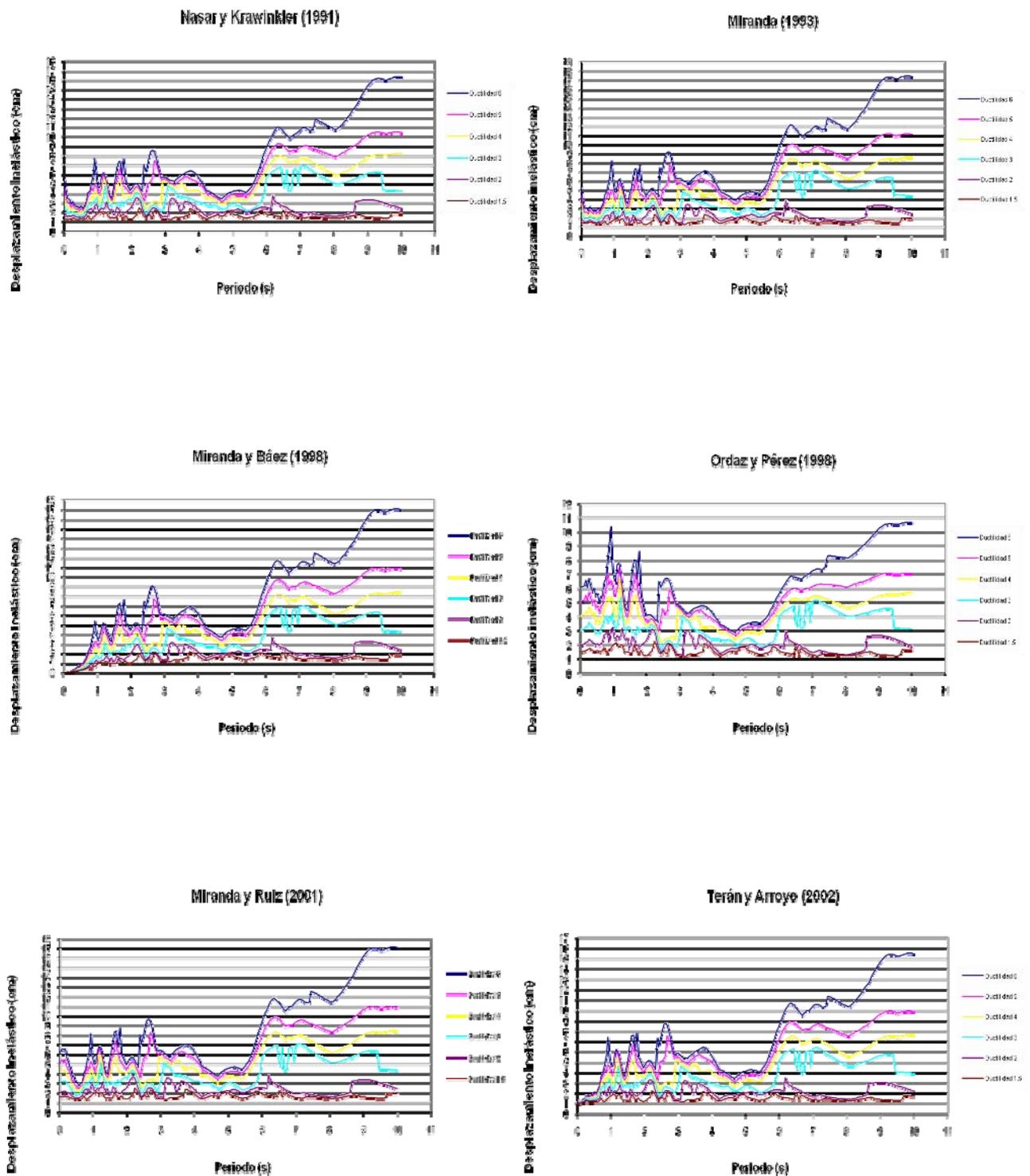
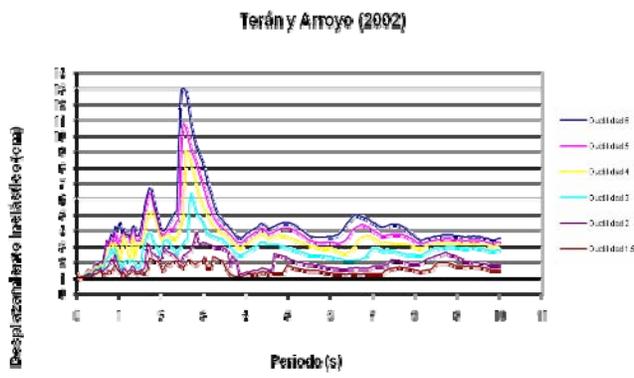
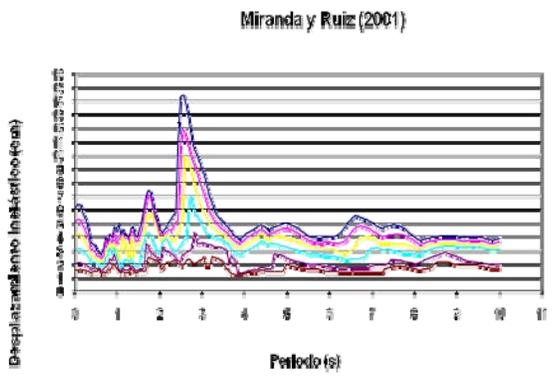
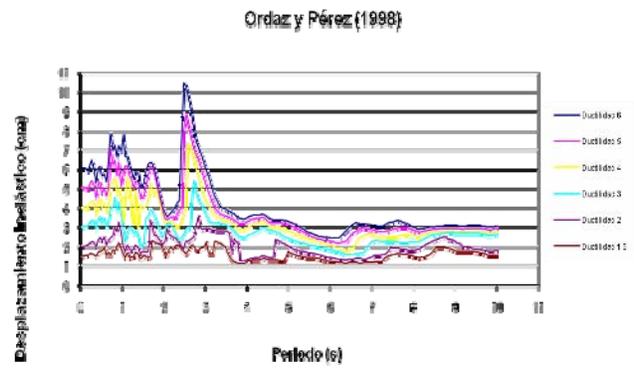
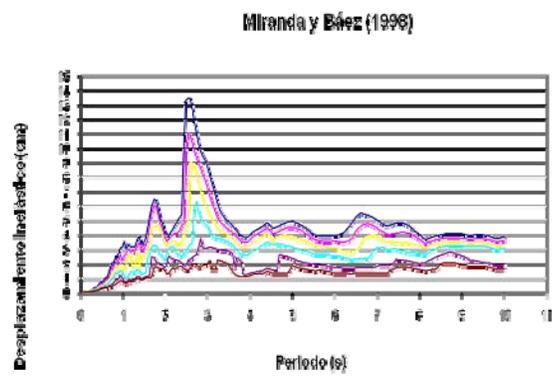
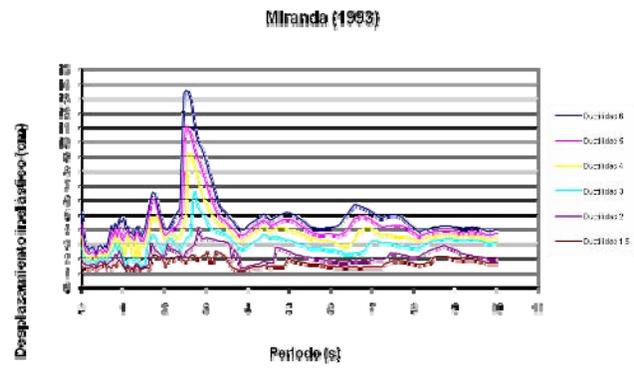
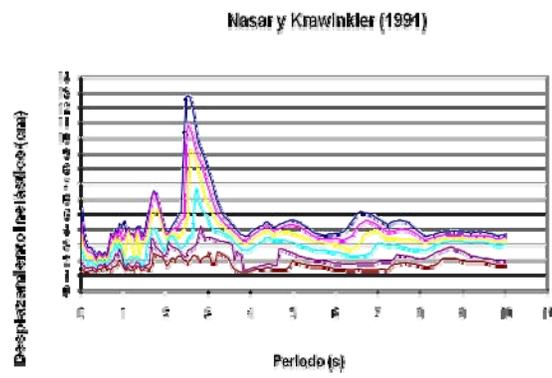


Figura IV.35 Estación CUIP8509.191 componente EW



**Figura IV.36 Estación CUIP8509.191 componente NS**

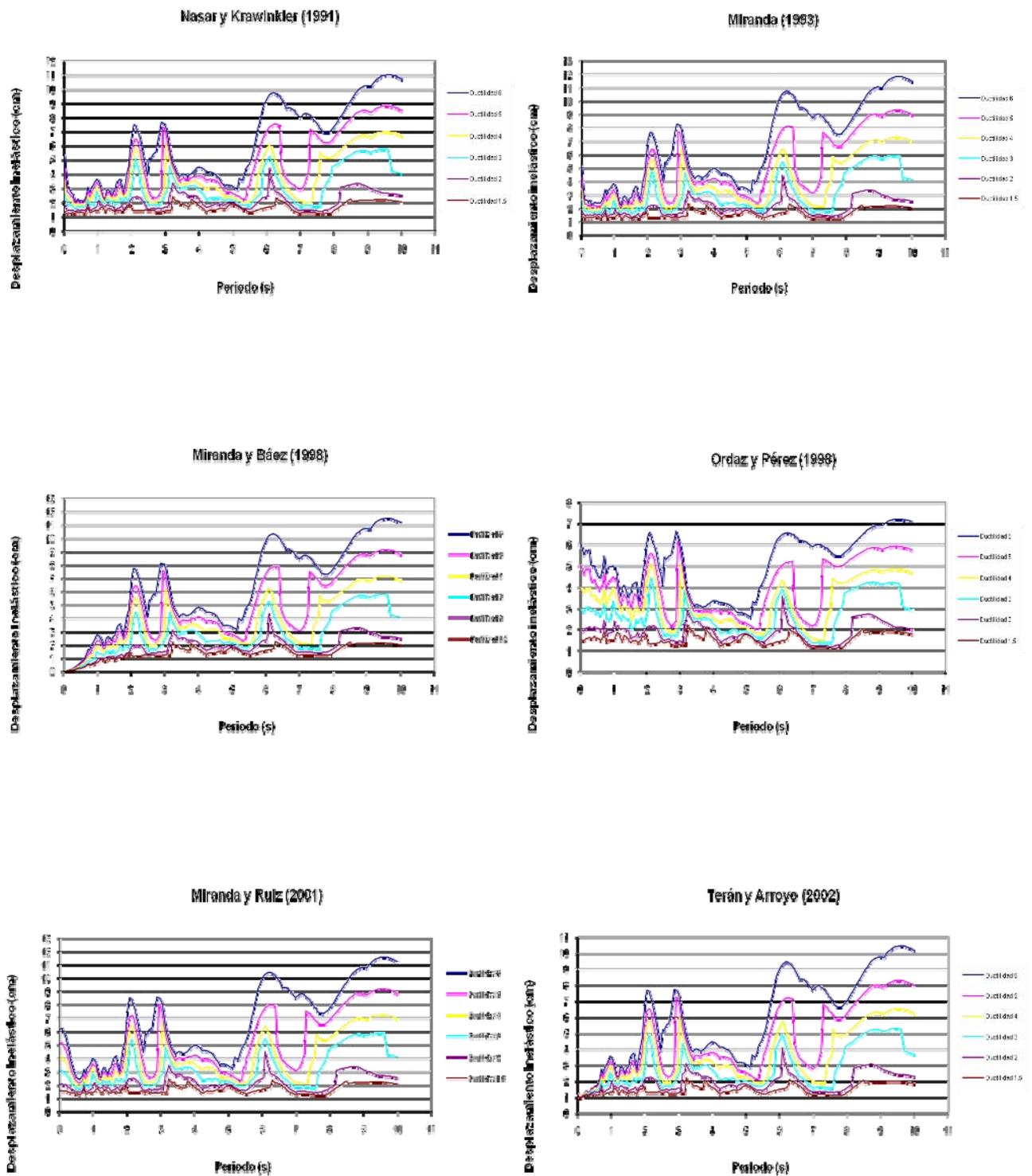


Figura IV.37 Estación CUMV8509.191 componente EW

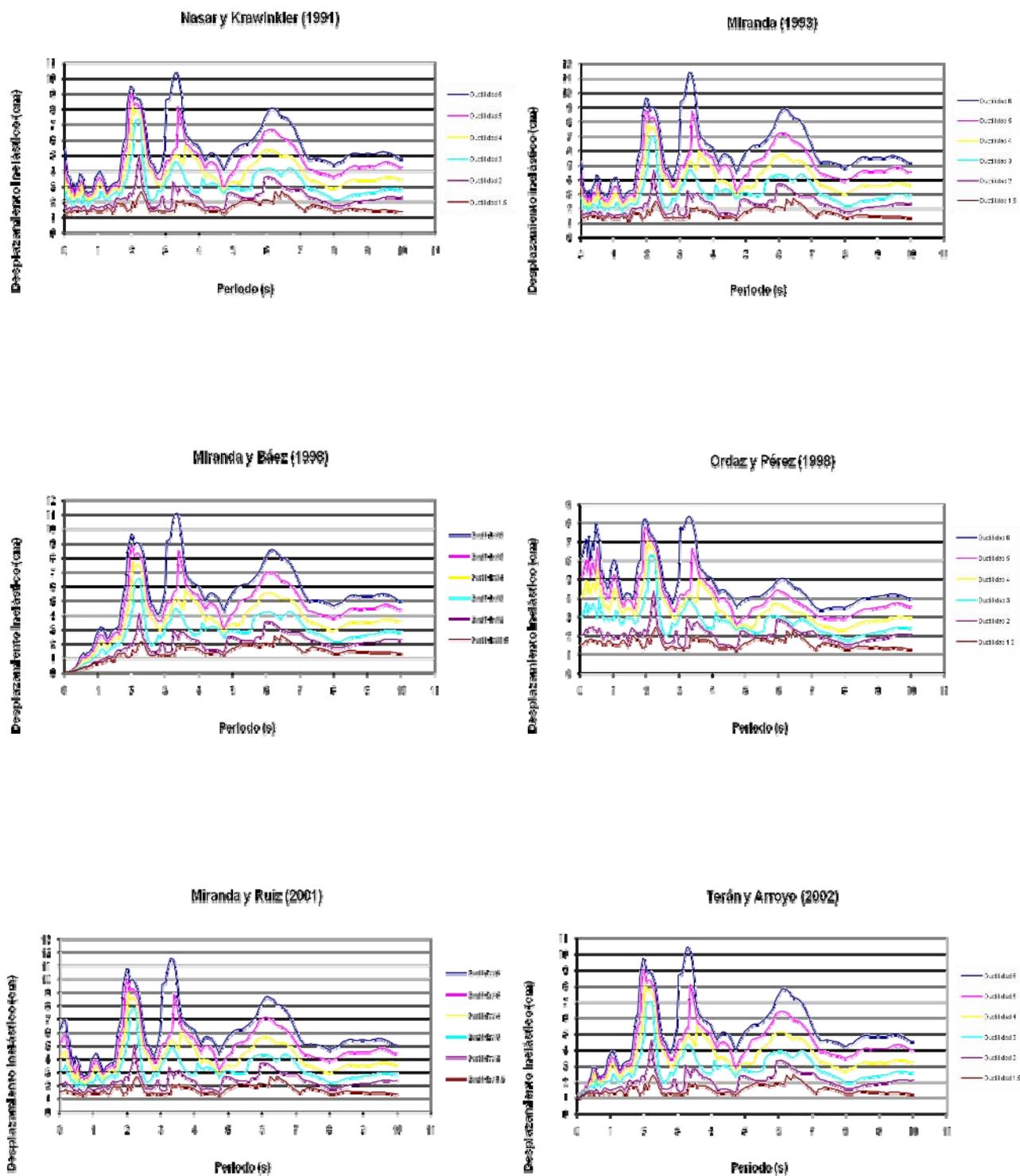
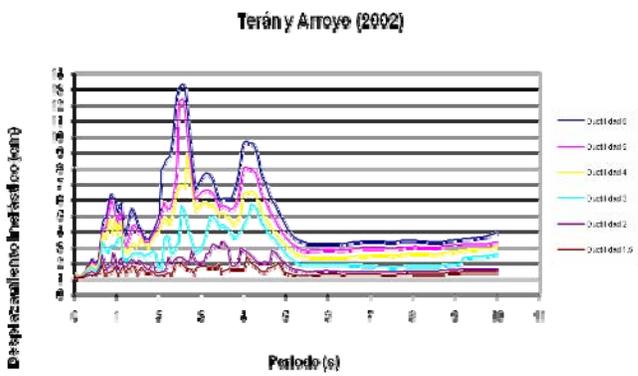
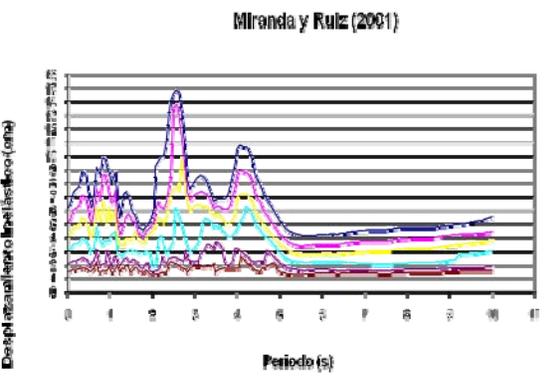
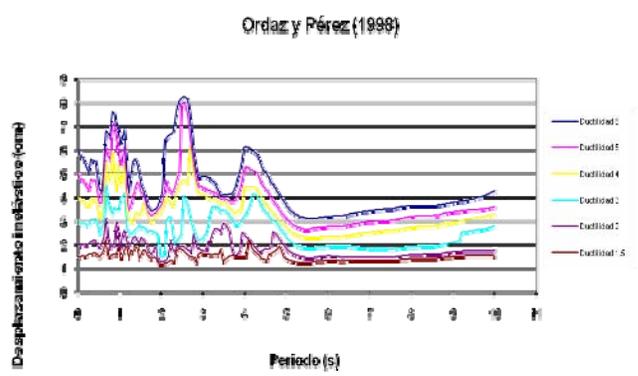
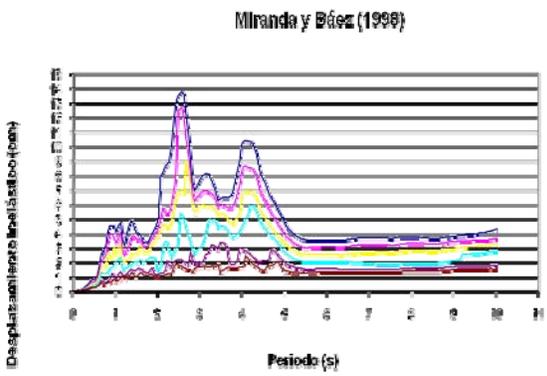
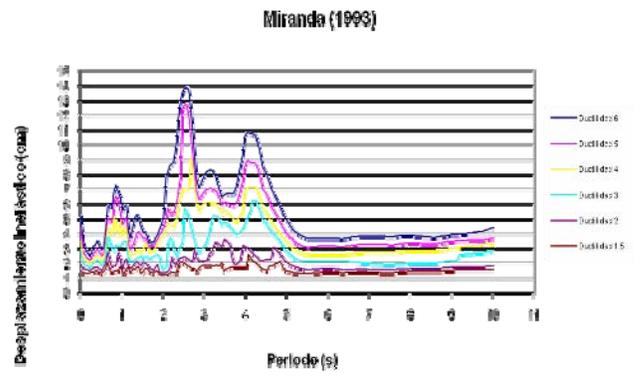
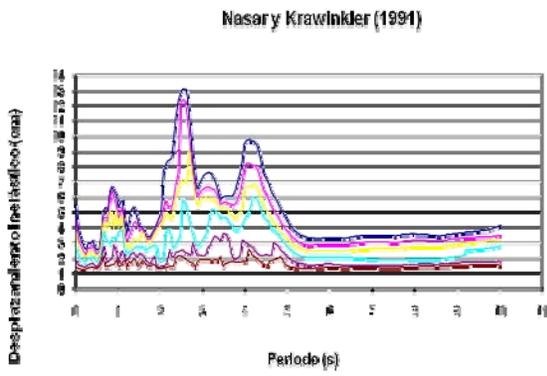


Figura IV.38 Estación CUMV8509.191 componente NS



**Figura IV.39 Estación MADI8509.191 componente EW**

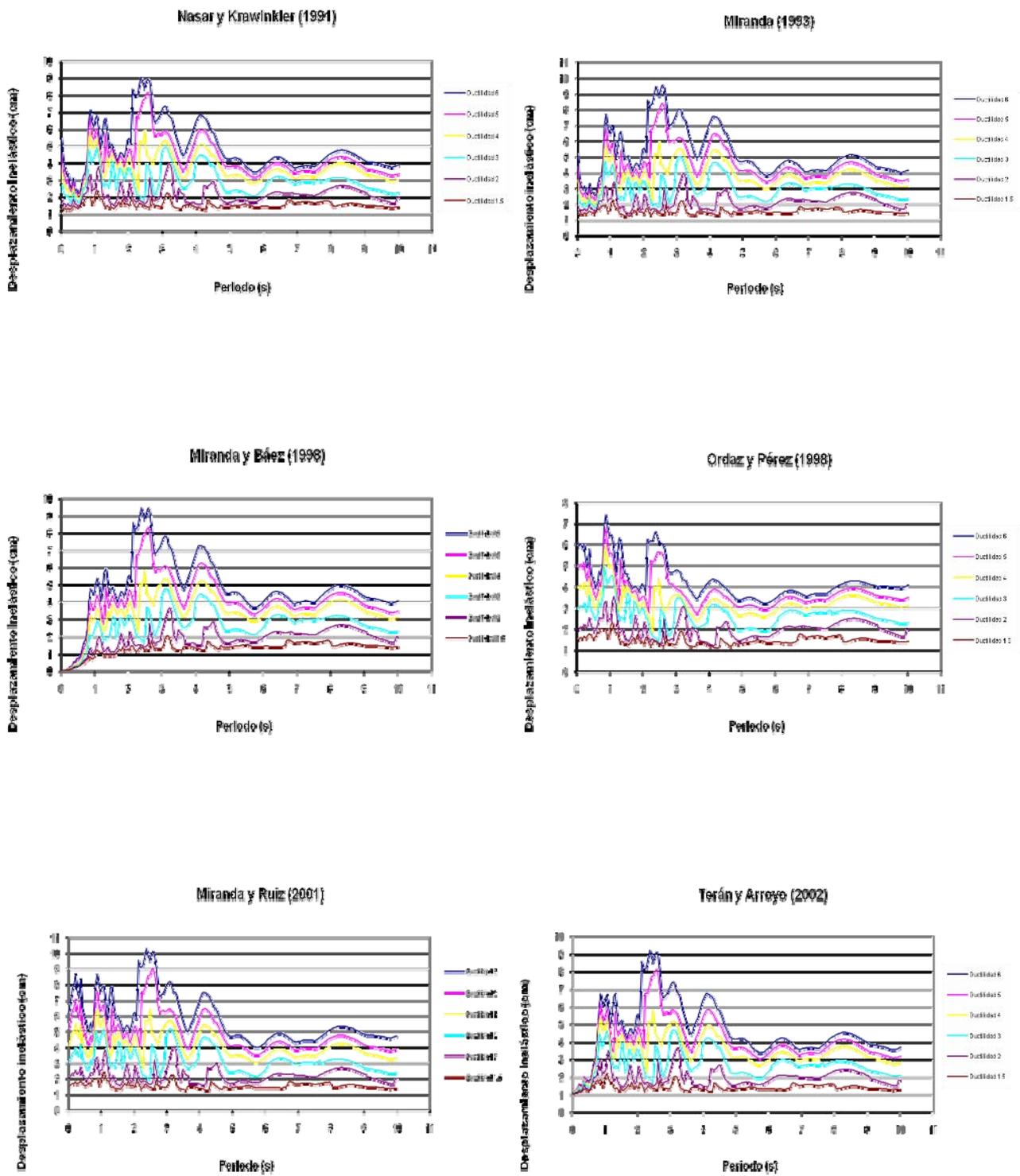


Figura IV.40 Estación MADI8509.191 componente NS

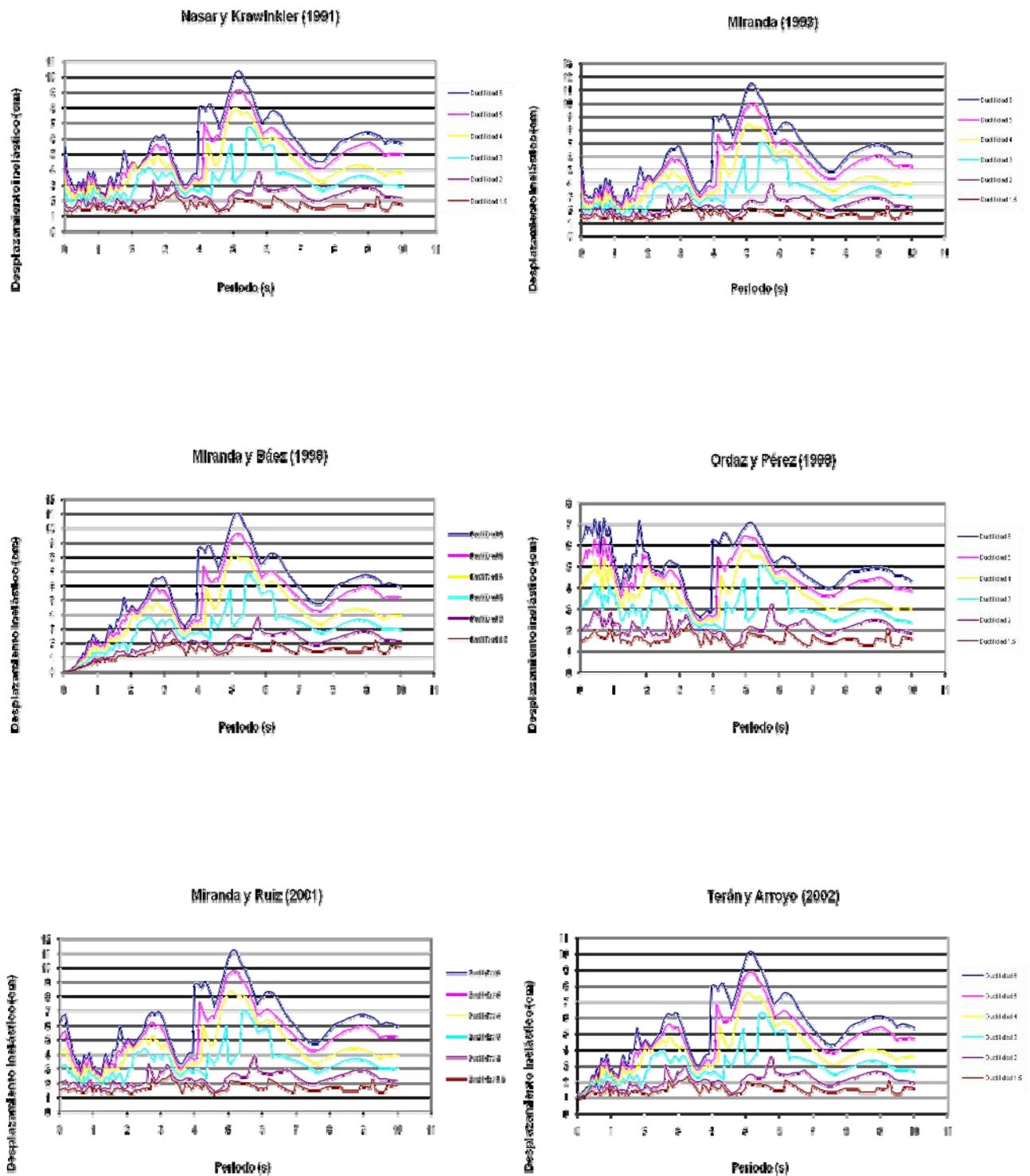


Figura IV.41 Estaci3n TACY8509.191 componente EW

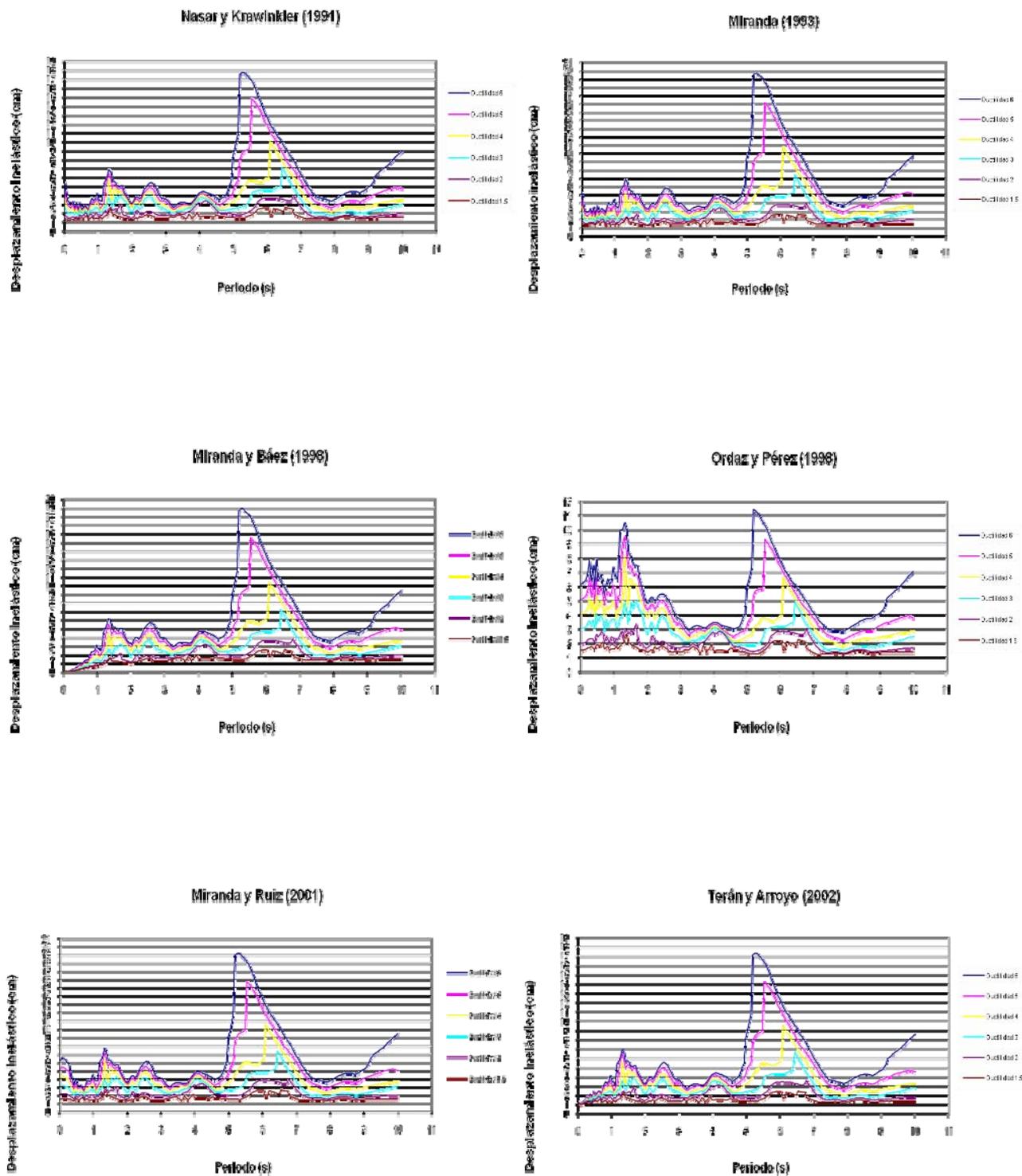


Figura IV.42 Estación TACY8509.191 componente NS

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno de Transición**



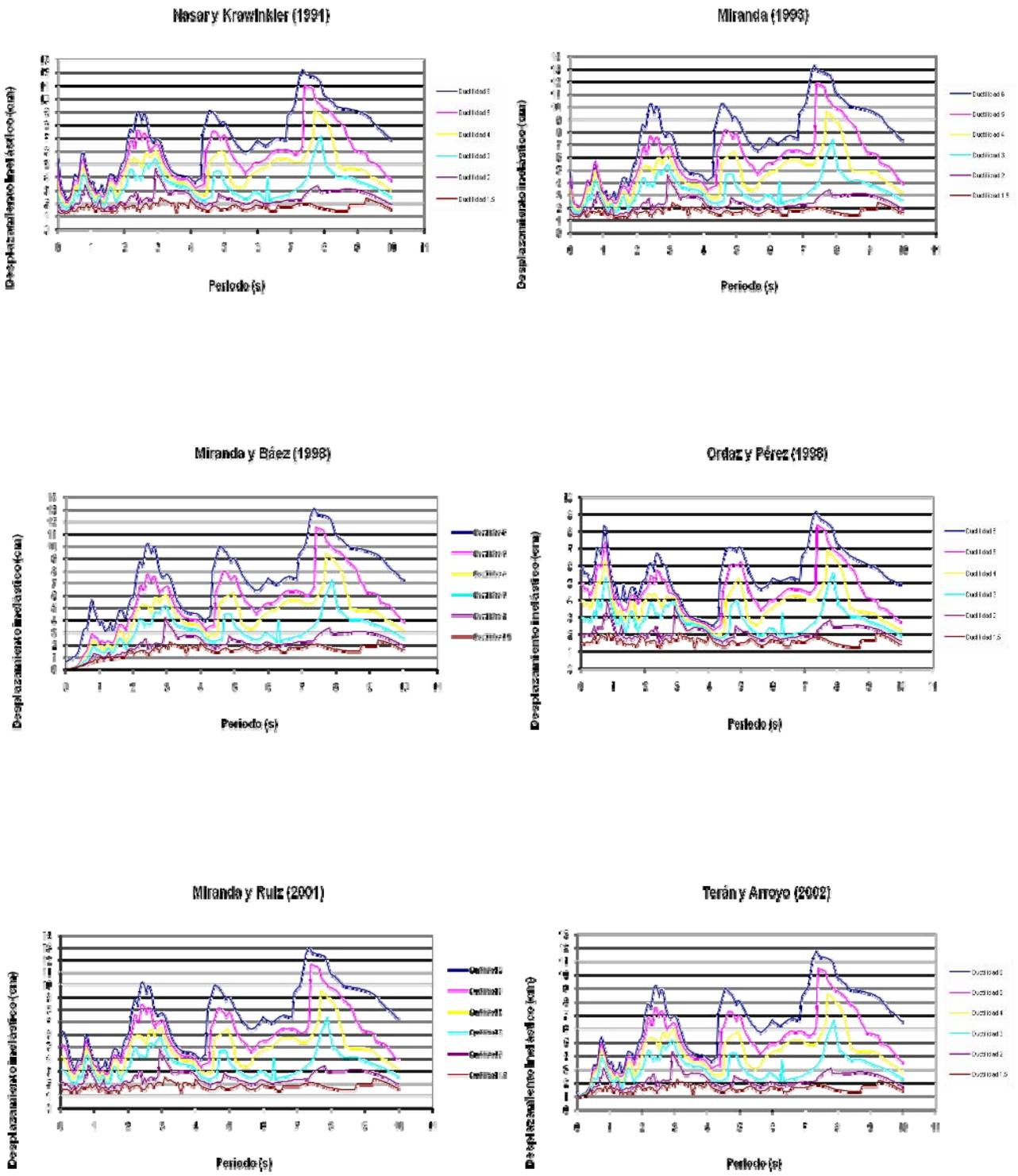


Figura IV.43 Estación SXVI8509.191 componente EW

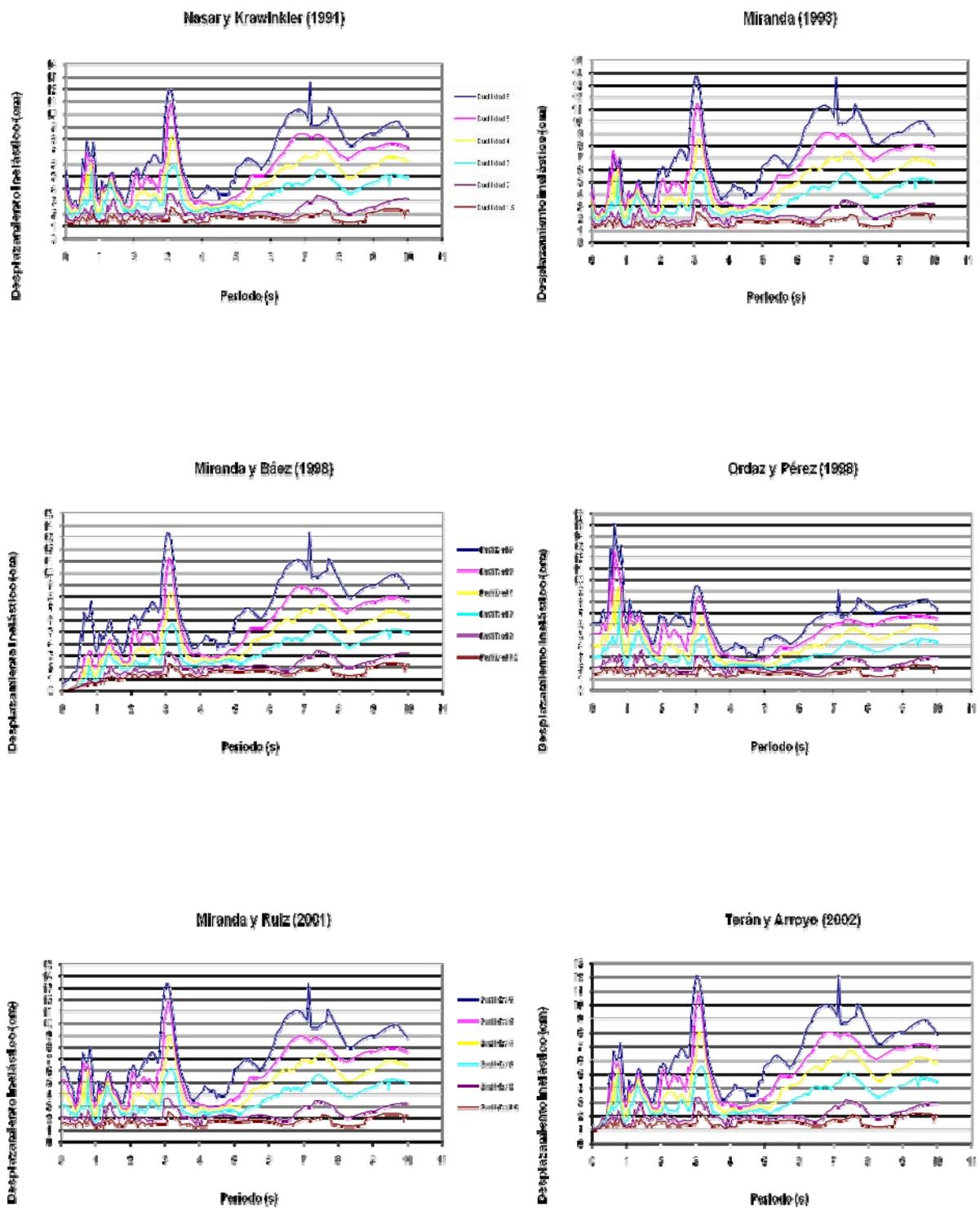


Figura IV.44 Estación SXVI8509.191 componente NS

**ANEXO**

**E**

**CÁLCULO DE LOS ERRORES LOGARÍTMICOS  
DE LOS MÉTODOS APROXIMADOS**



# **Errores Logarítmicos por Ductilidad**

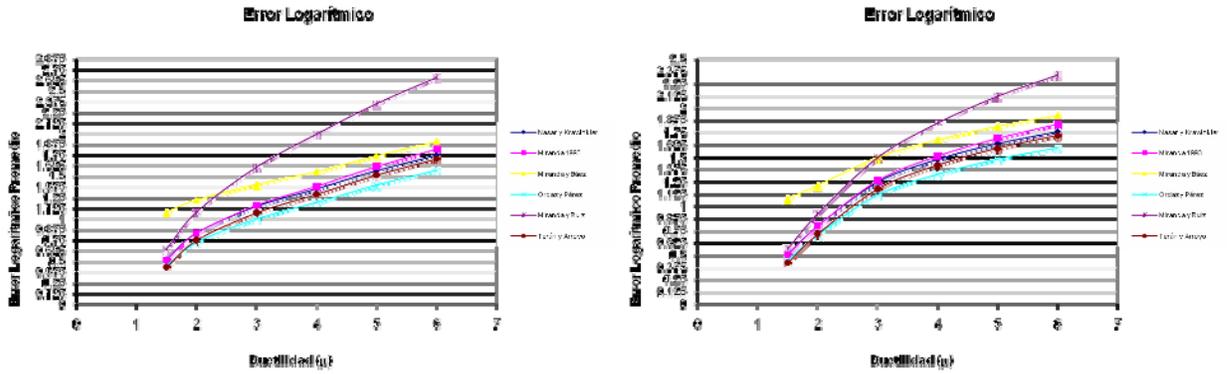


**Sismo del 3 de febrero de 1998**

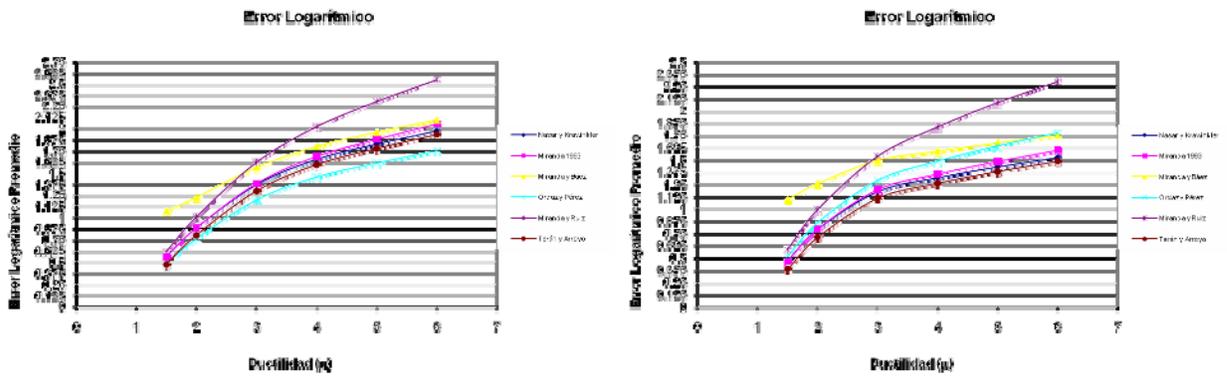
**Magnitud 6.4**

**Terreno Firme**

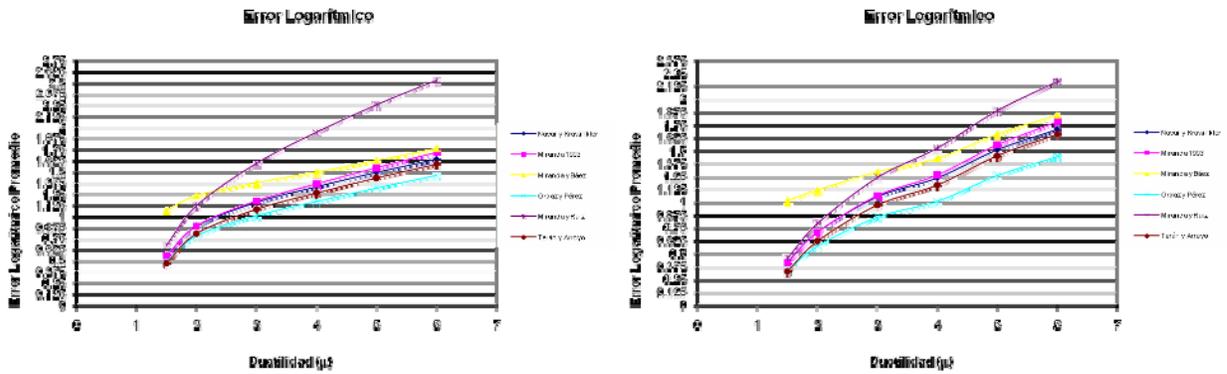




**Figura V.1 Estación CUIG9802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.2 Estación CUP59802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.3 Estación MEZO9802.031 componentes EW y NS**

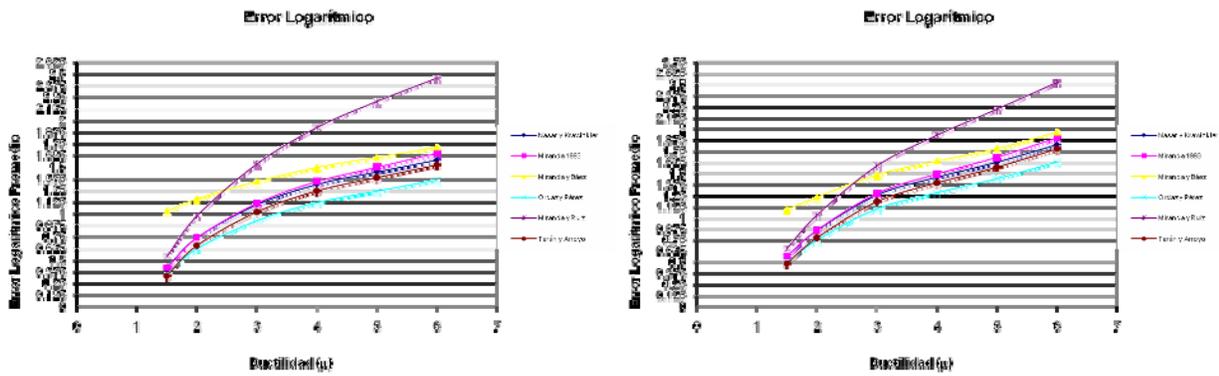


Figura V.4 Estación TE079802.031 componentes EW y NS

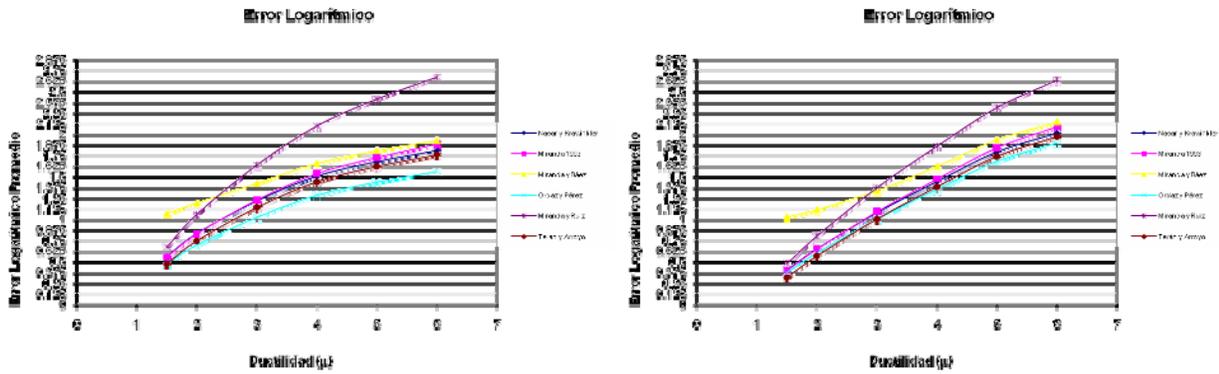


Figura V.5 Estación TP139802.031 componentes EW y NS

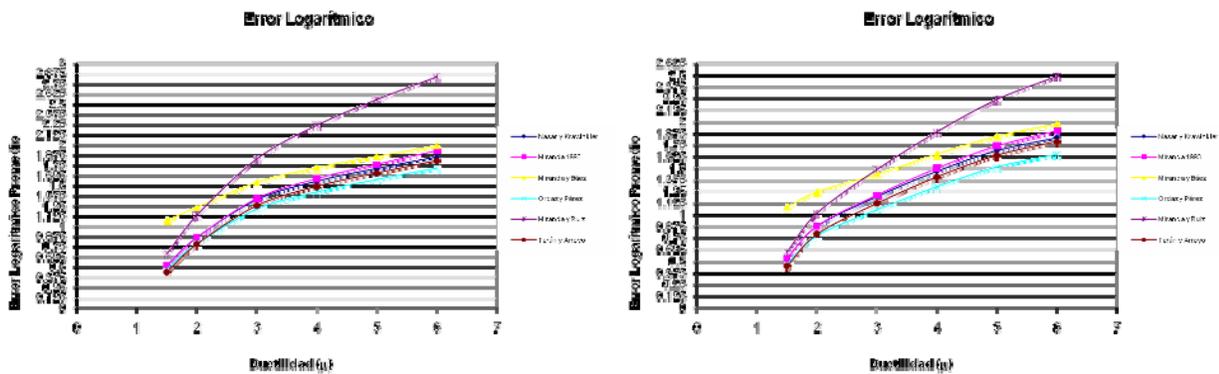


Figura V.6 Estación UI219802.031 componentes EW y NS

**Sismo del 3 de febrero de 1998**

**Magnitud 6.4**

**Terreno de Transición**



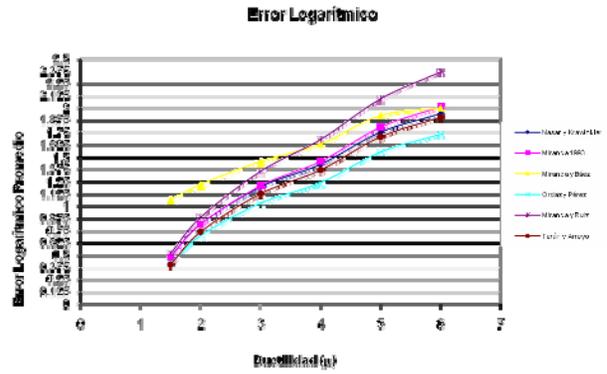
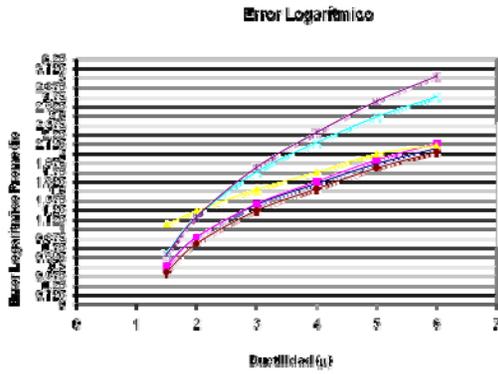


Figura V.7 Estación AO249802.031 componentes EW y NS

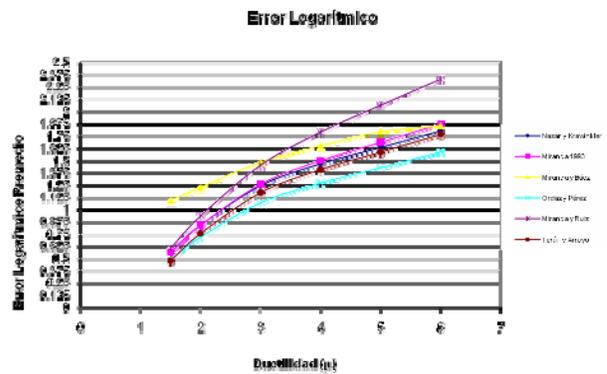
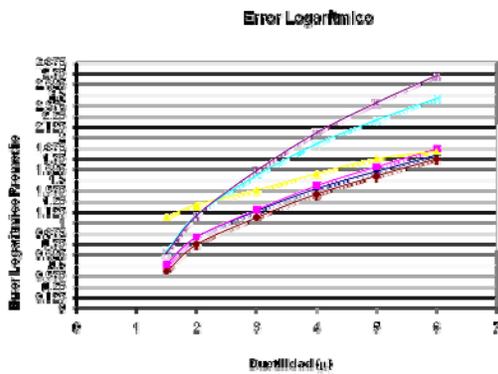


Figura V.8 Estación AU469802.031 componentes EW y NS

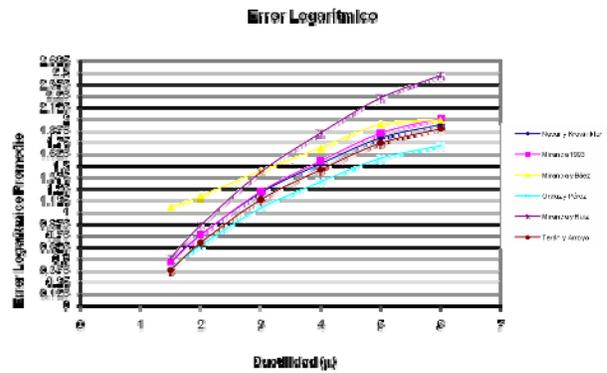
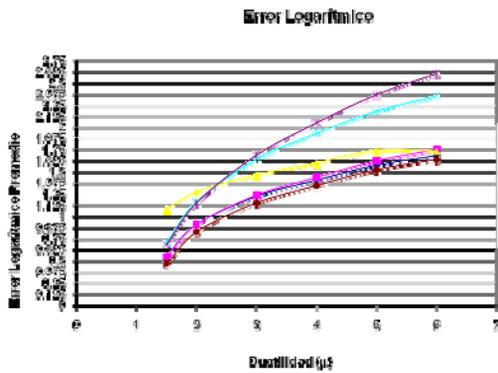


Figura V.9 Estación CO479802.031 componentes EW y NS

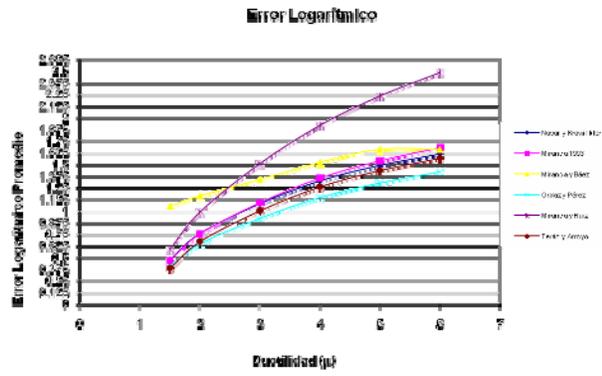
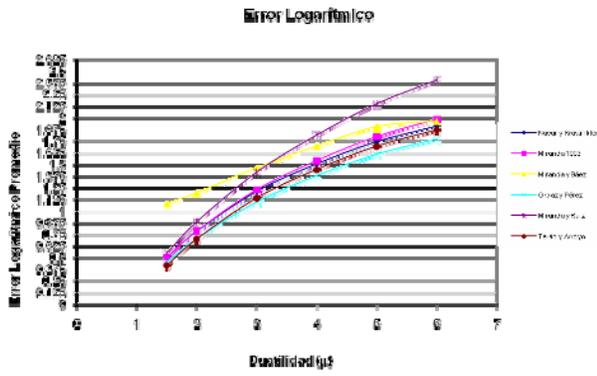


Figura V.10 Estación COY19802.031 componentes EW y NS

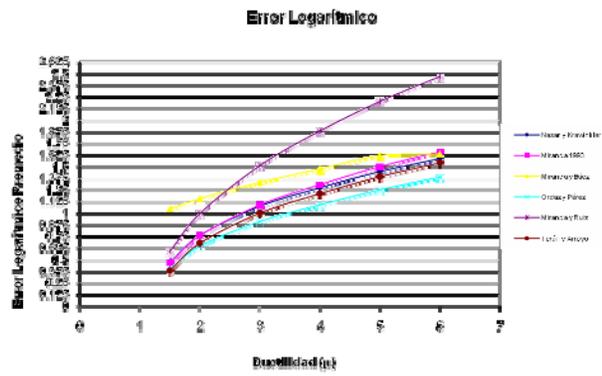
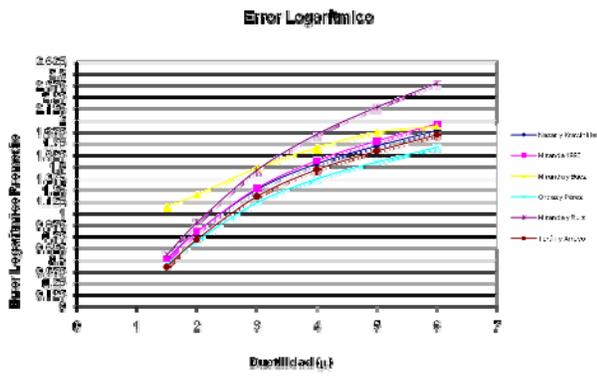


Figura V.11 Estación COYS9802.031 componentes EW y NS

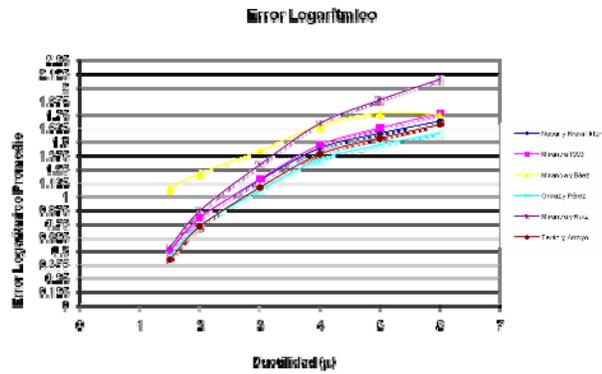
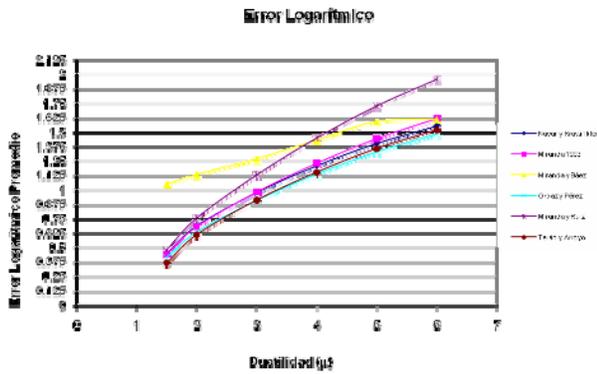


Figura V.12 Estación DFRO9802.031 componentes EW y NS

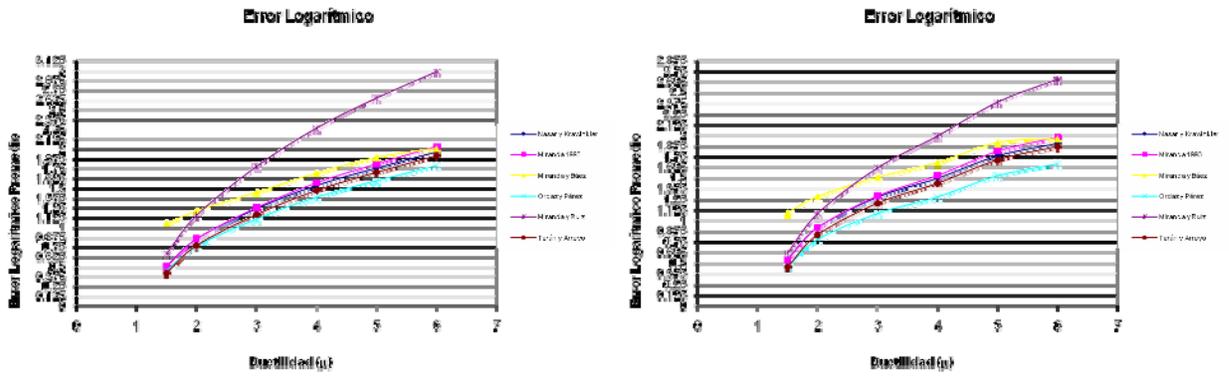


Figura V.13 Estación DR169802.031 componentes EW y NS

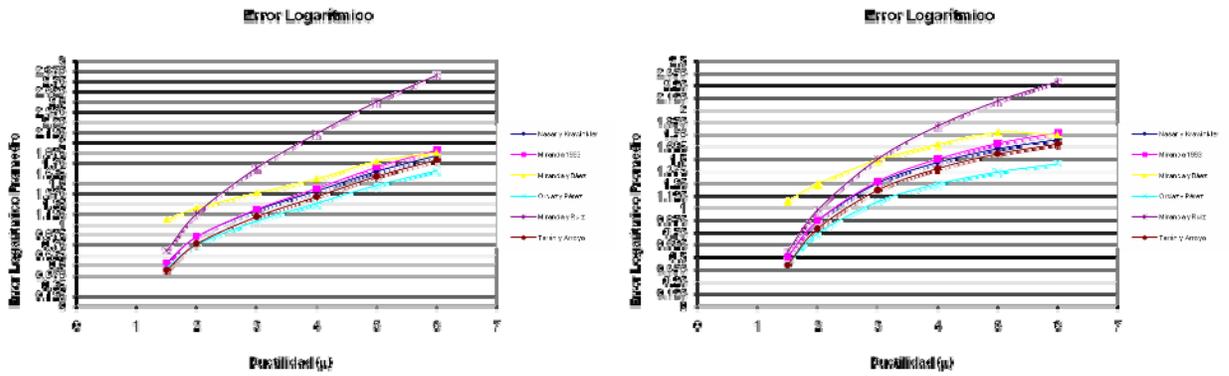


Figura V.14 Estación GR279802.031 componentes EW y NS

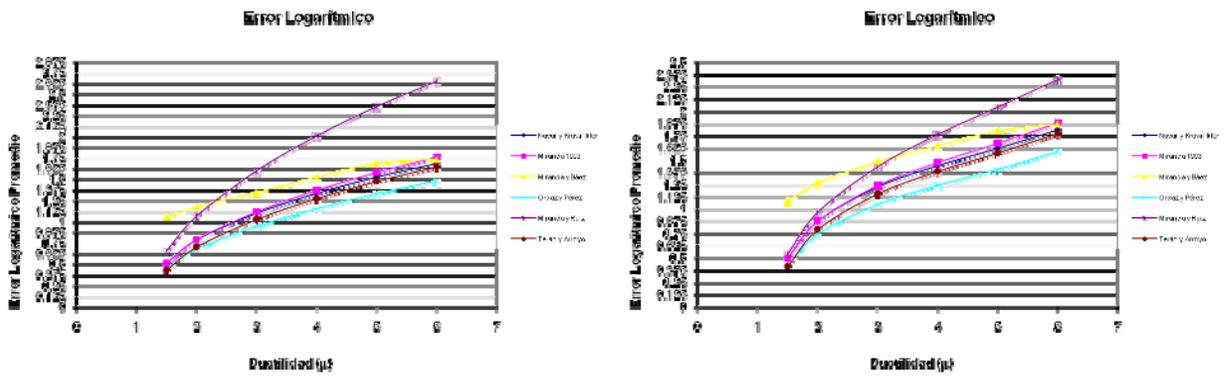


Figura V.15 Estación ME529802.031 componentes EW y NS

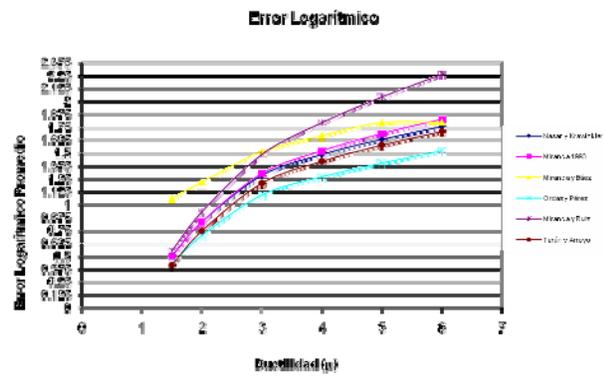
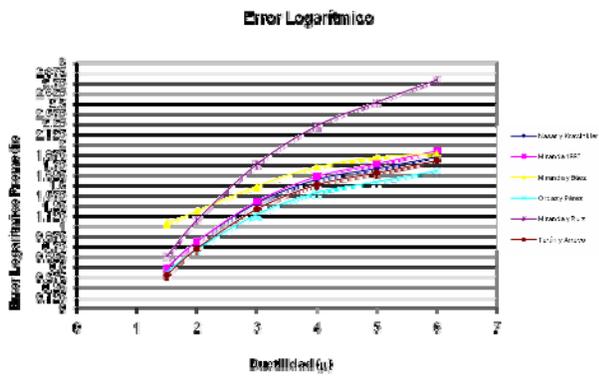


Figura V.16 Estación MT509802.031 componentes EW y NS

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno Firme**



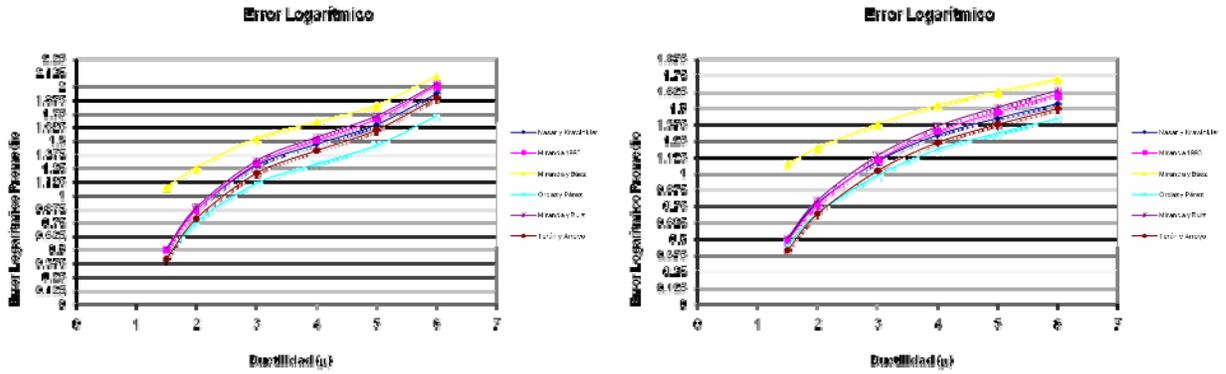


Figura V.17 Estación CU018509.191 componentes EW y NS

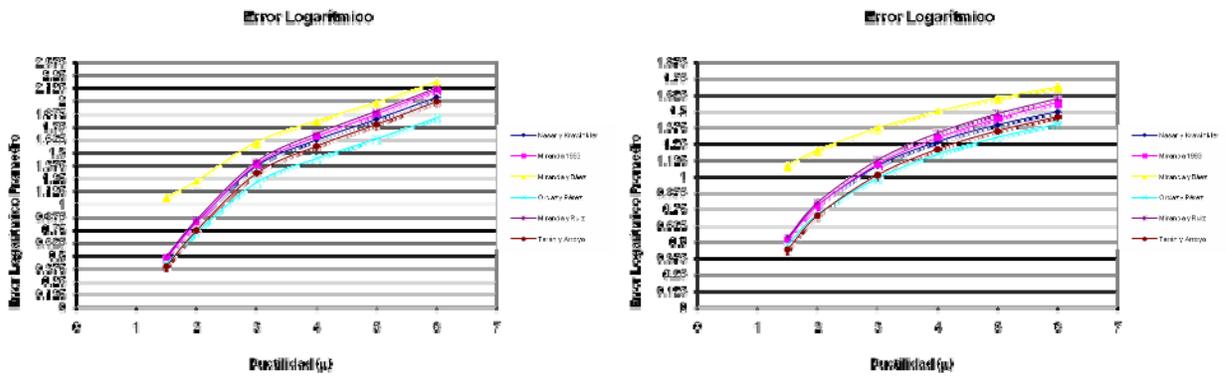


Figura V.18 Estación CUIP8509.191 componentes EW y NS

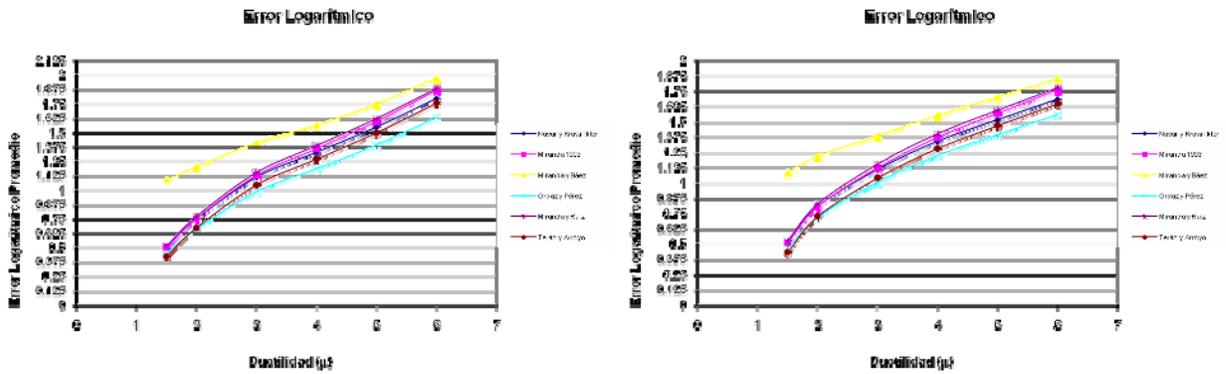
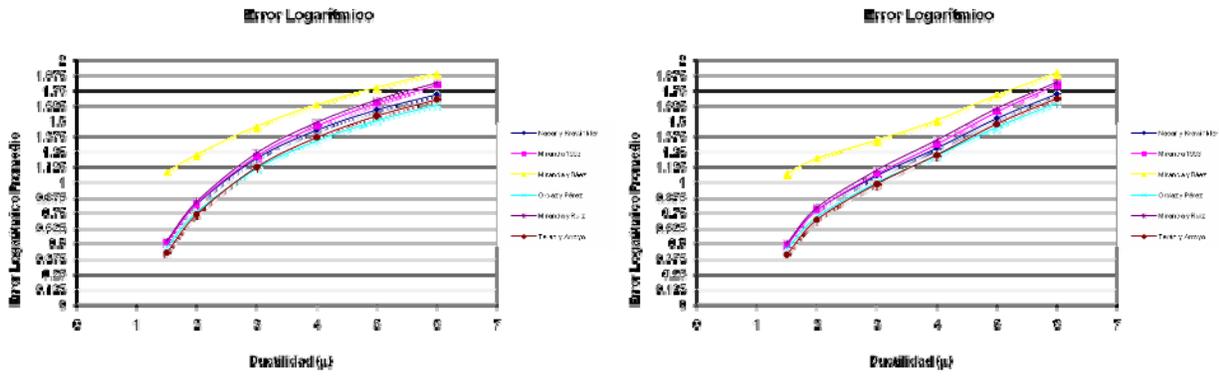
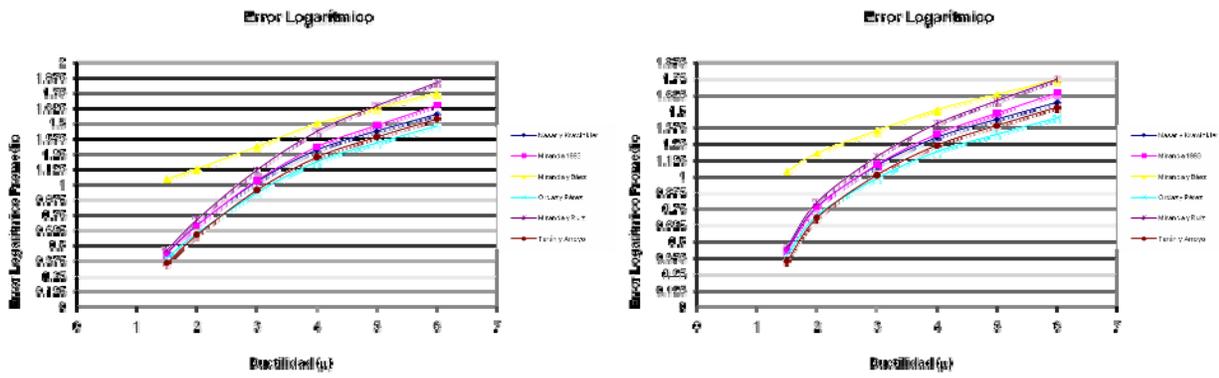


Figura V.19 Estación CUMV8509.191 componentes EW y NS



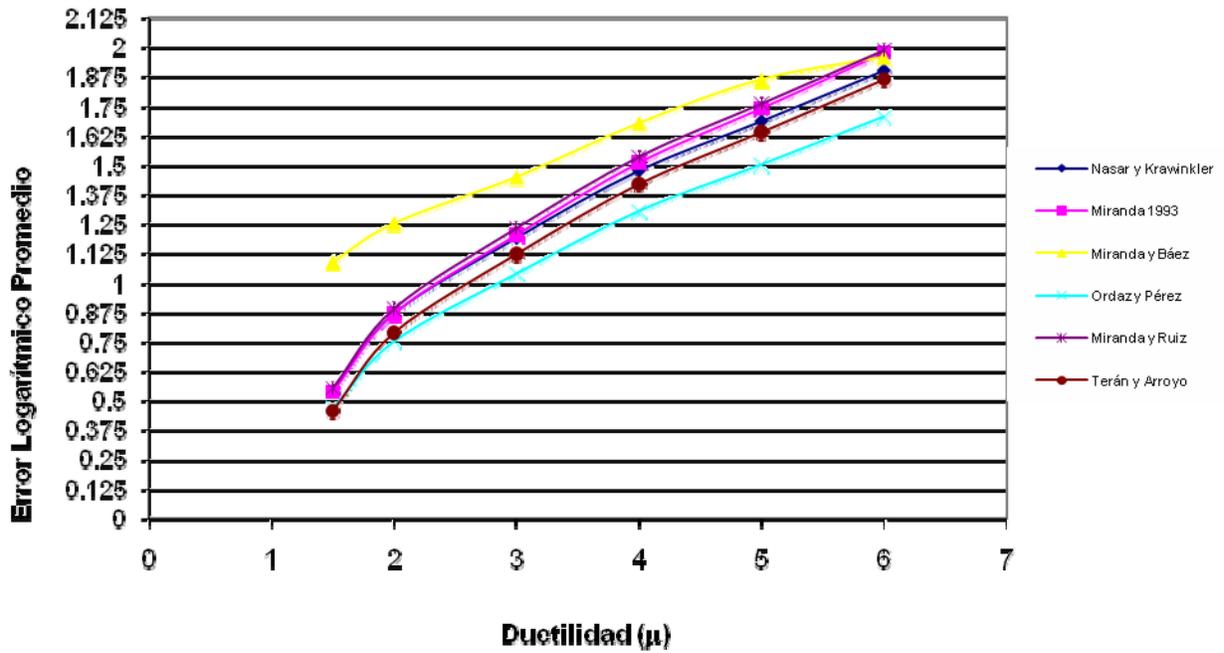
**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno de Transición**



### Error Logarítmico



### Error Logarítmico

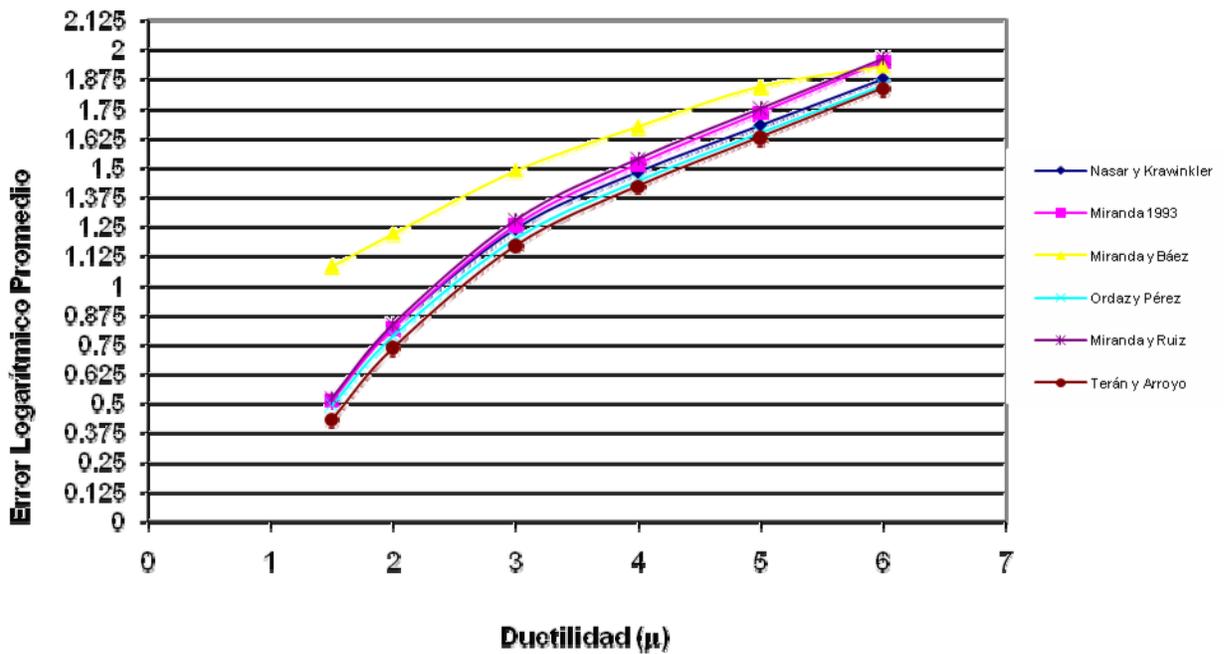


Figura V.22 Estación SXVI8509.191 componentes EW y NS



# **Errores Logarítmicos por Periodo**

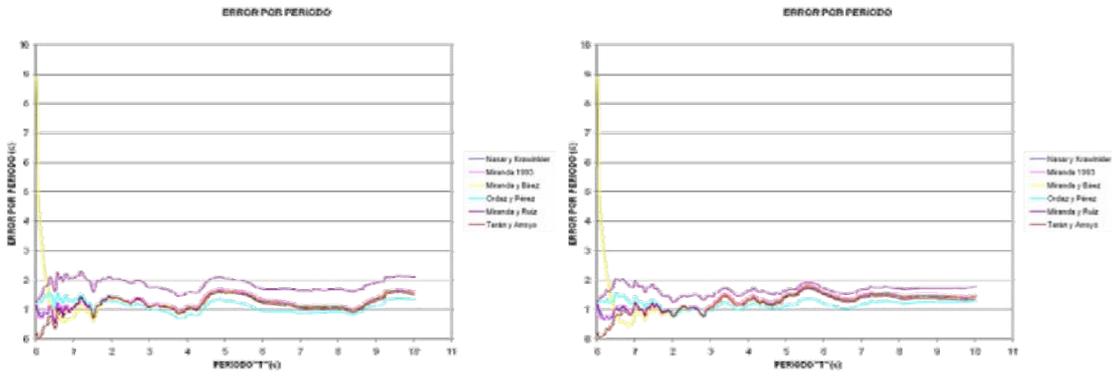


**Sismo del 3 de febrero de 1998**

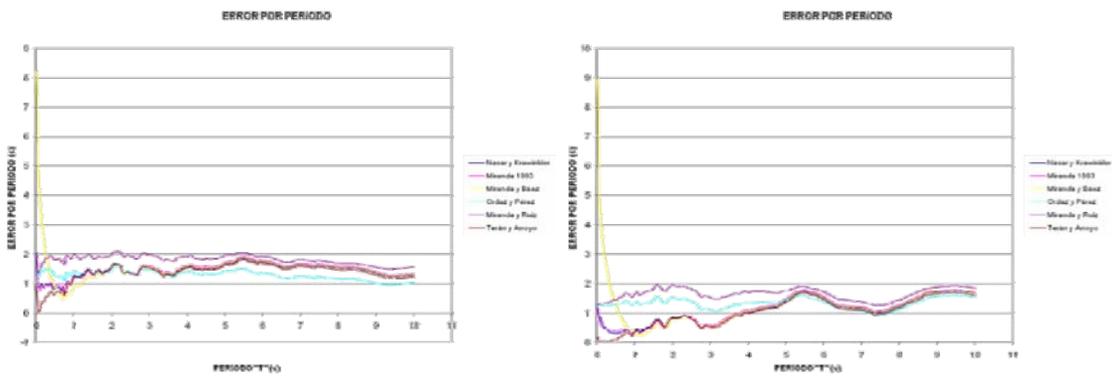
**Magnitud 6.4**

**Terreno Firme**

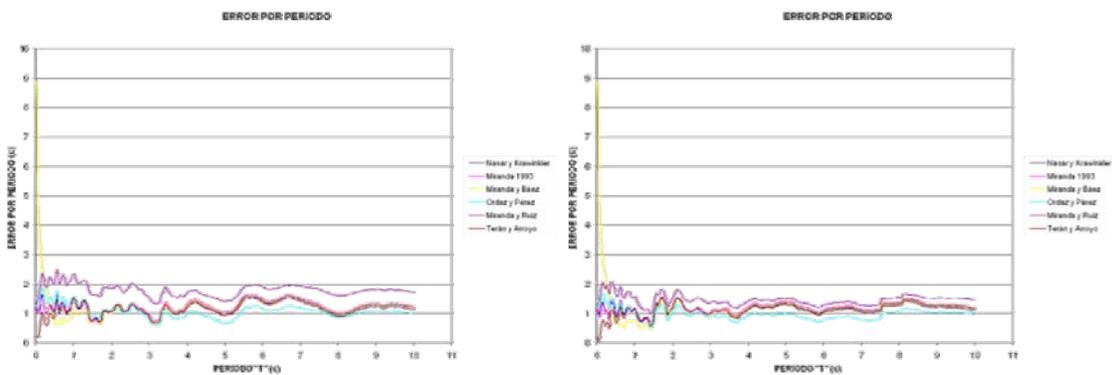




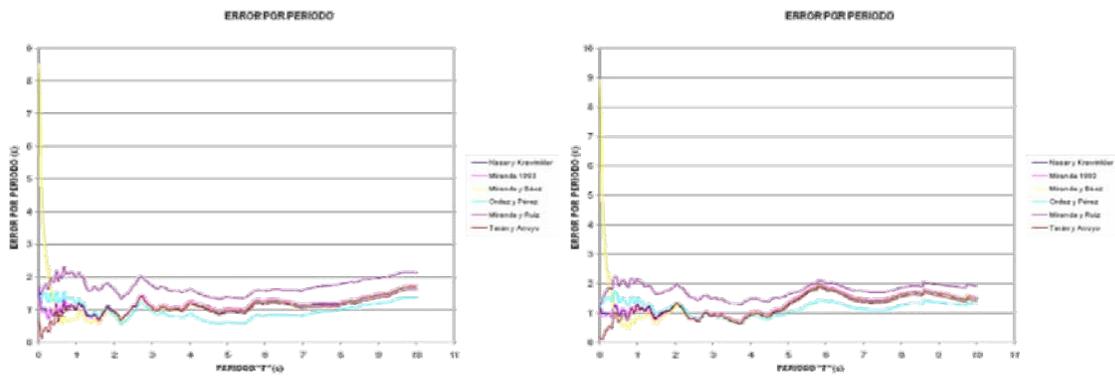
**Figura V.23 Estación CUIG9802.031 componentes EW y NS**



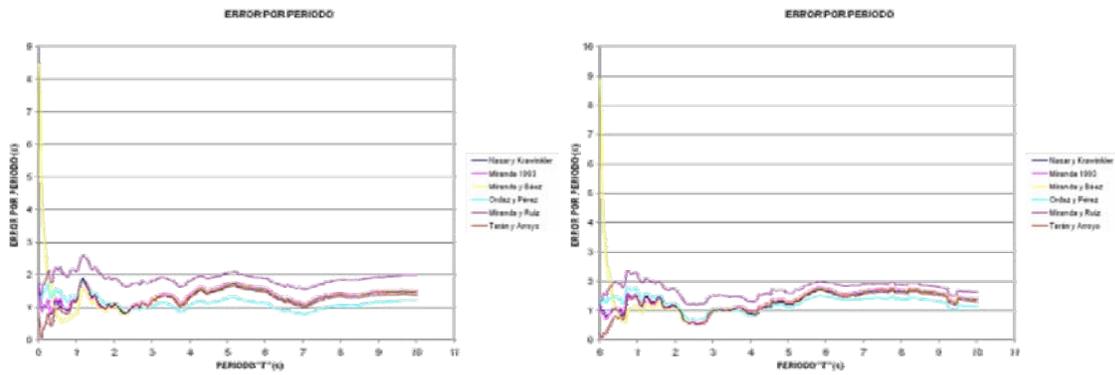
**Figura V.24 Estación CUP59802.031 componentes EW y NS**



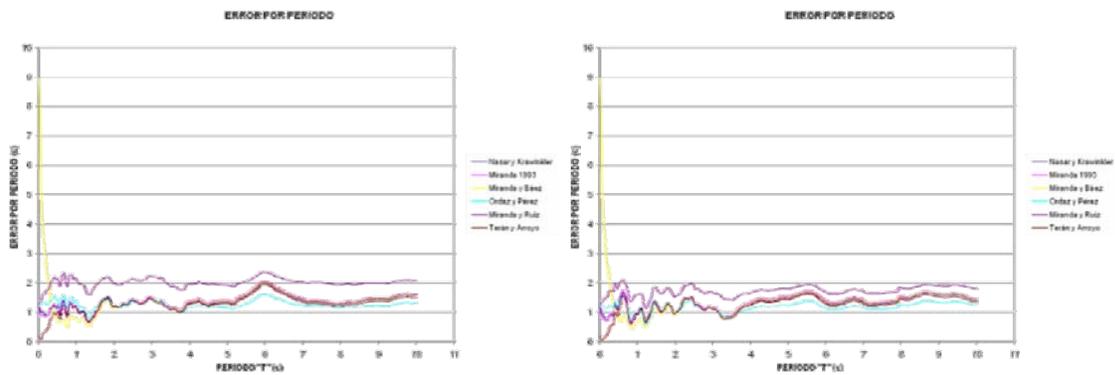
**Figura V.25 Estación MEZO9802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.26 Estación TE079802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.27 Estación TP139802.031 componentes EW y NS**



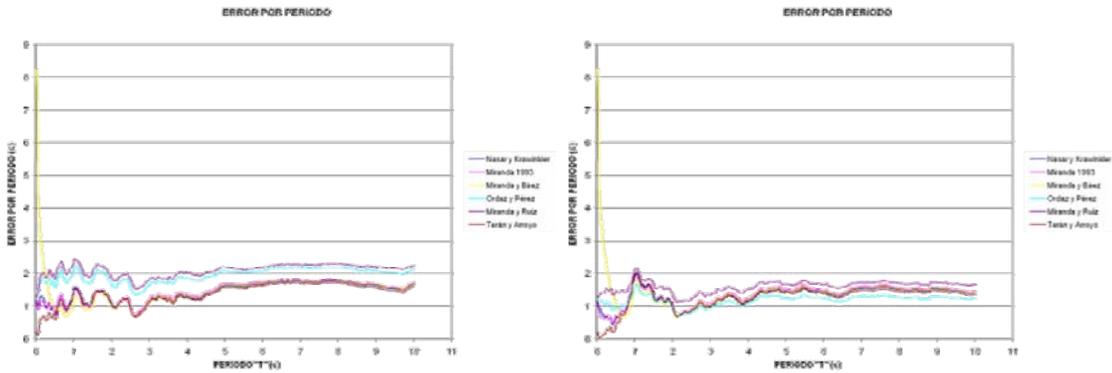
**Figura V.28 Estación UI219802.031 componentes EW y NS**

**Sismo del 3 de febrero de 1998**

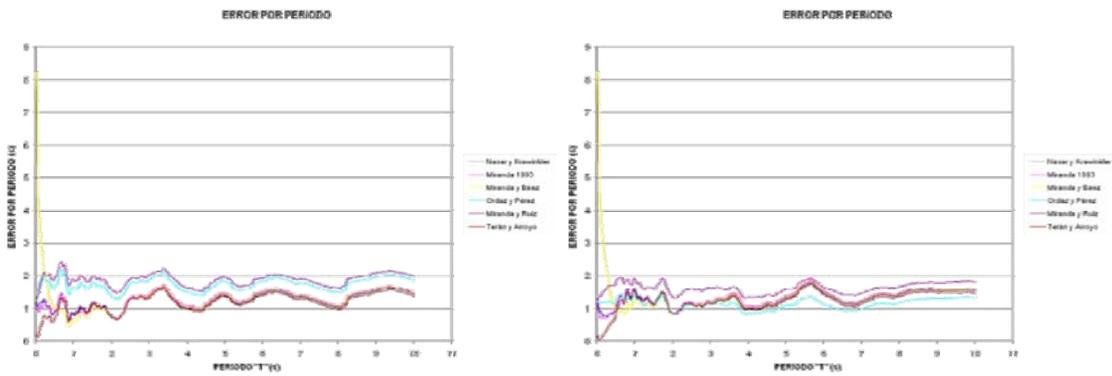
**Magnitud 6.4**

**Terreno de Transición**

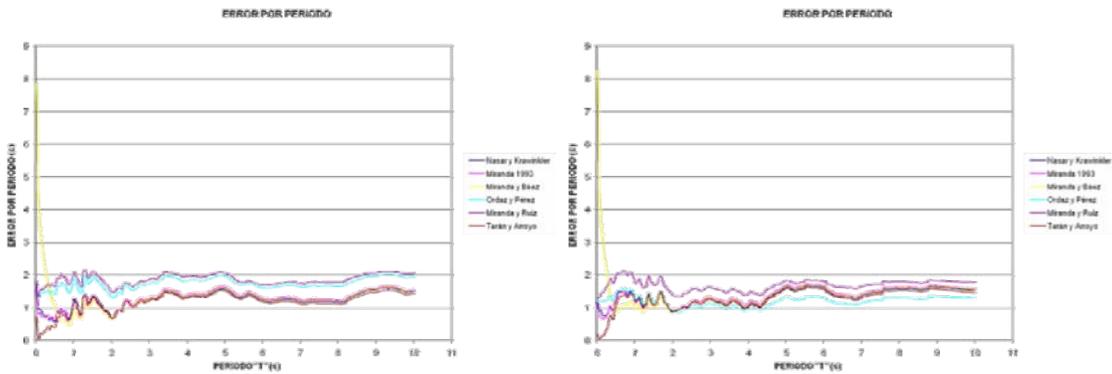




**Figura V.29 Estación AO249802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.30 Estación AU469802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.31 Estación CO479802.031 componentes EW y NS**

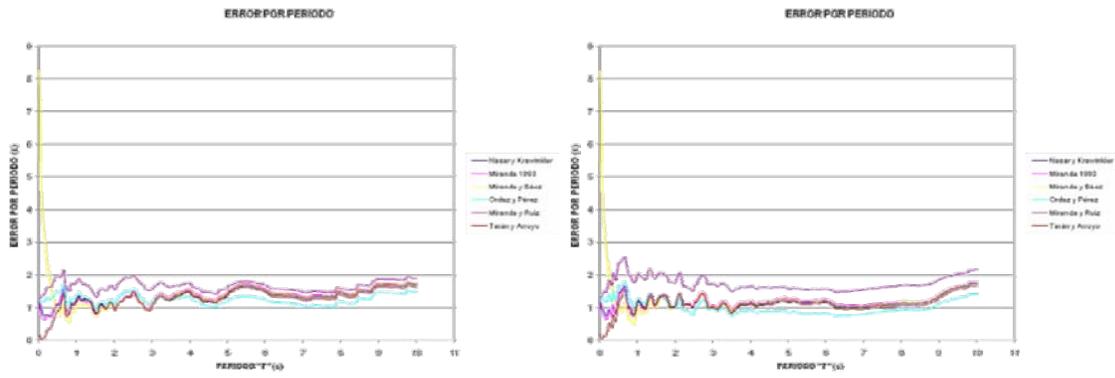


Figura V.32 Estación COY19802.031 componentes EW y NS

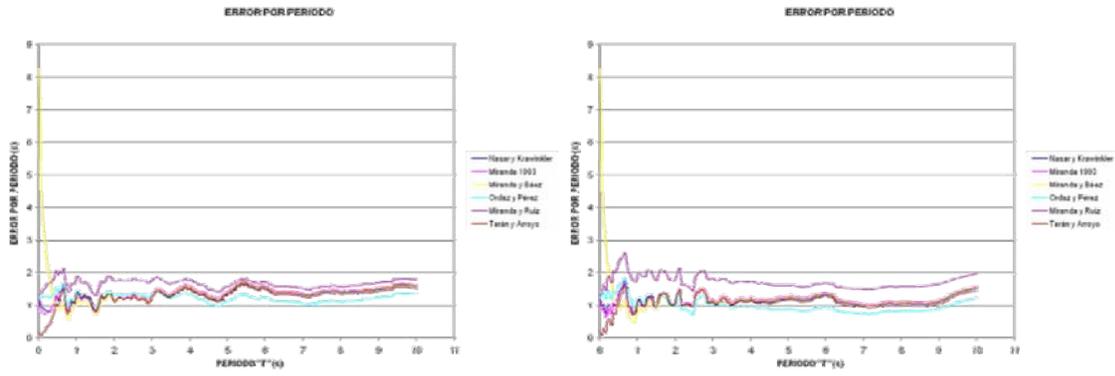


Figura V.33 Estación COYS9802.031 componentes EW y NS

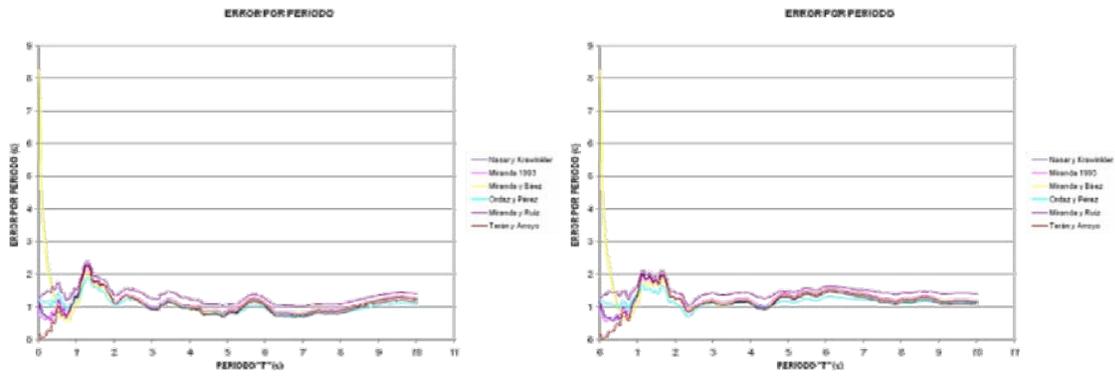
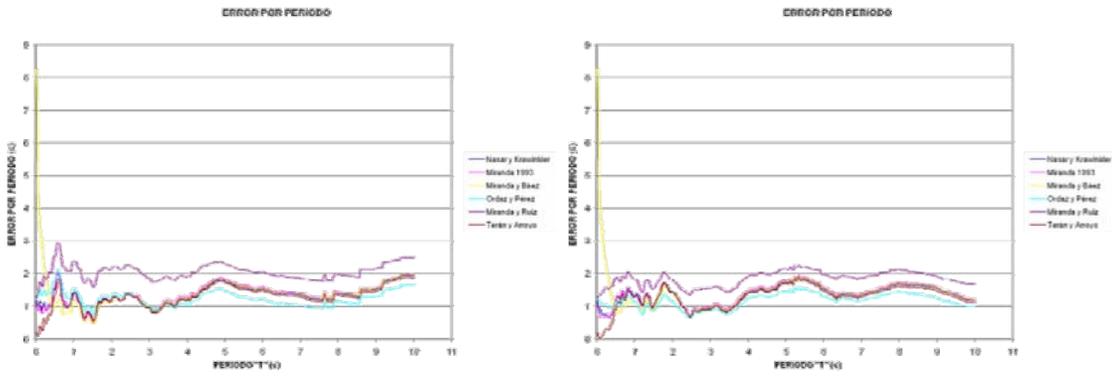
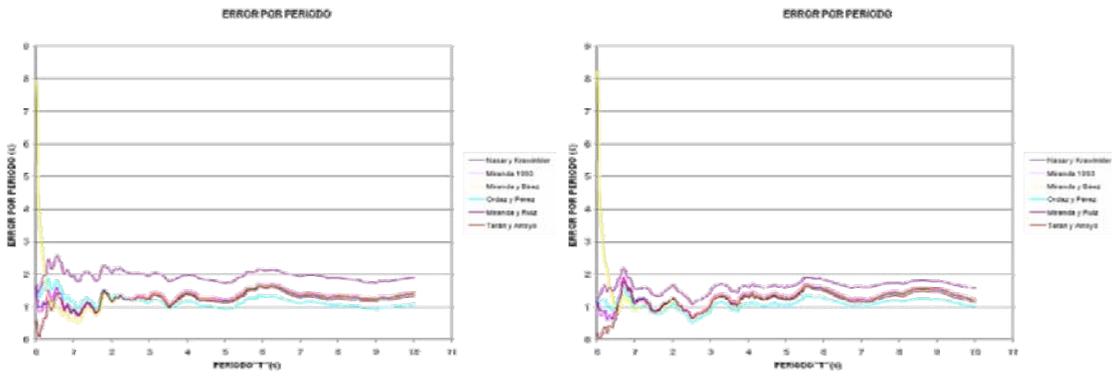


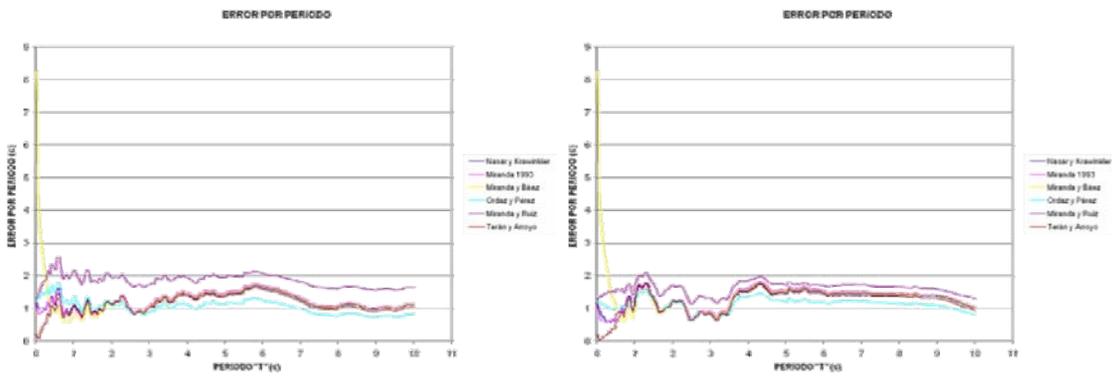
Figura V.34 Estación DFRO9802.031 componentes EW y NS



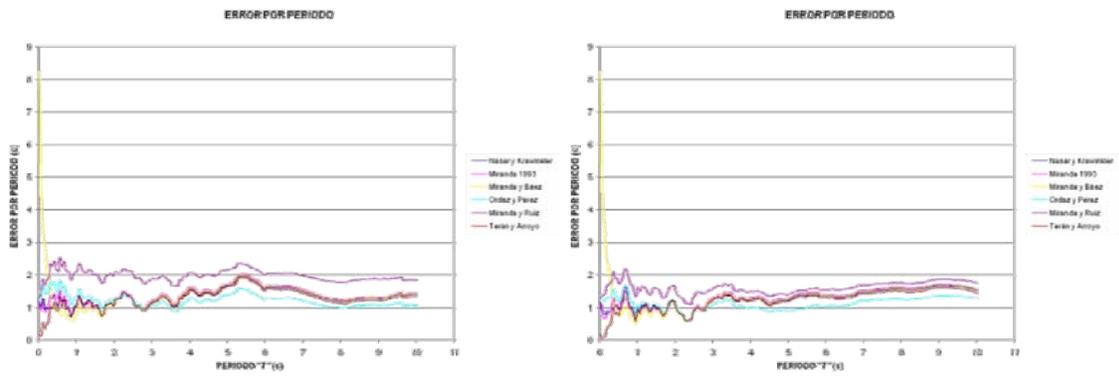
**Figura V.35 Estación DR169802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.36 Estación GR279802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.37 Estación ME529802.031 componentes EW y NS**



**Figura V.38 Estación MT509802.031 componentes EW y NS**

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno Firme**



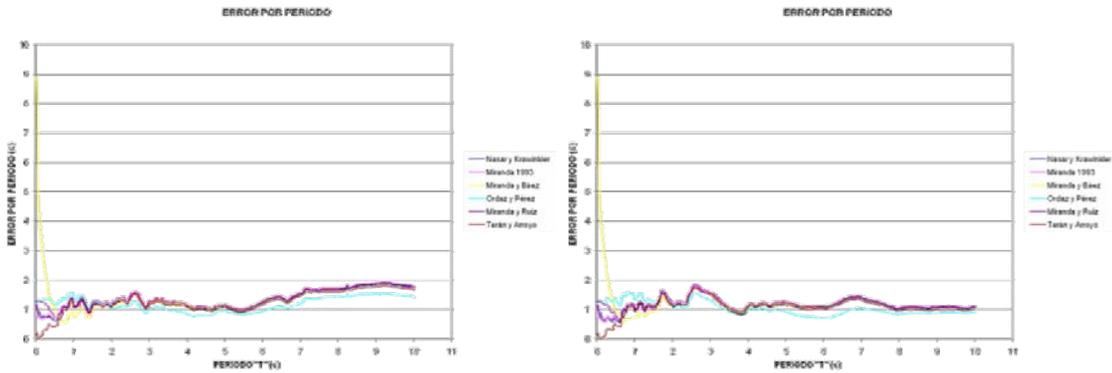


Figura V.39 Estación CU018509.191 componentes EW y NS

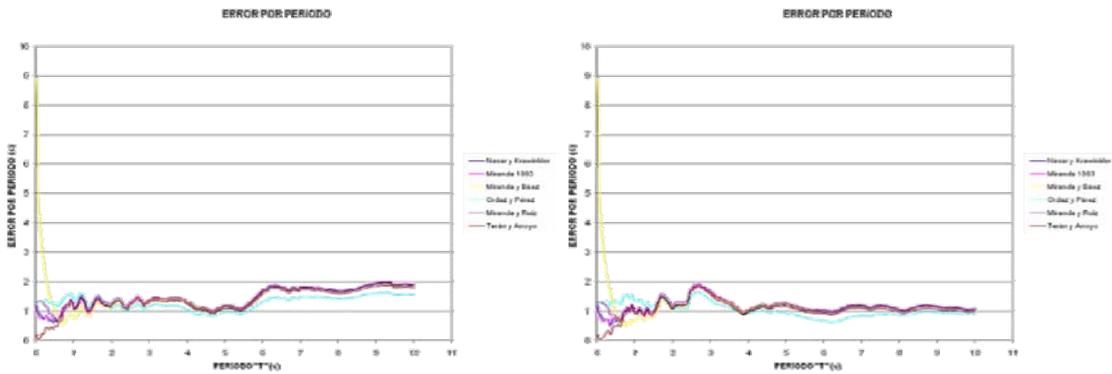


Figura V.40 Estación CUIP8509.191 componentes EW y NS

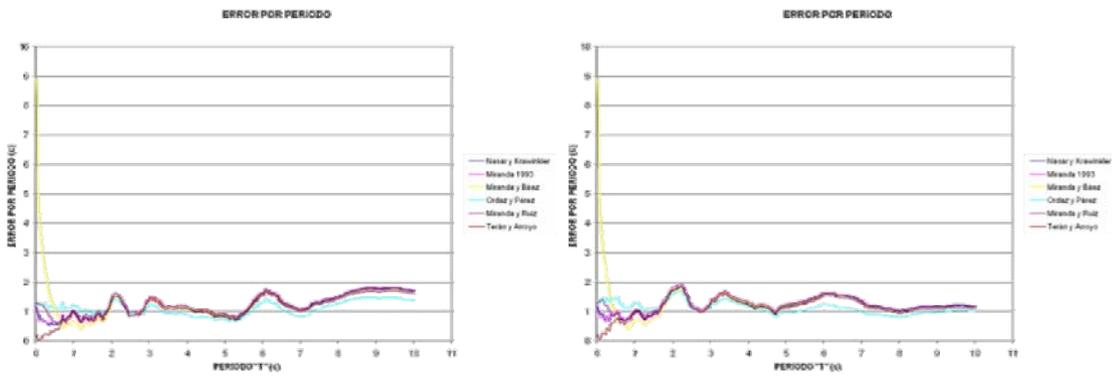
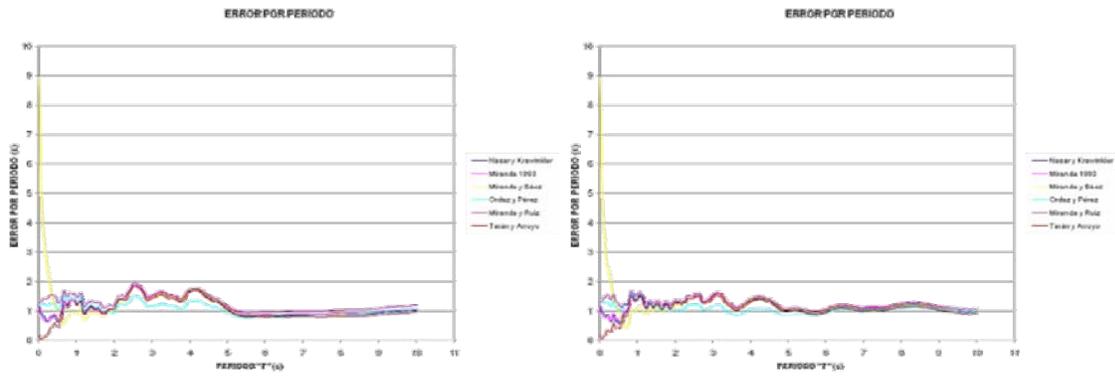
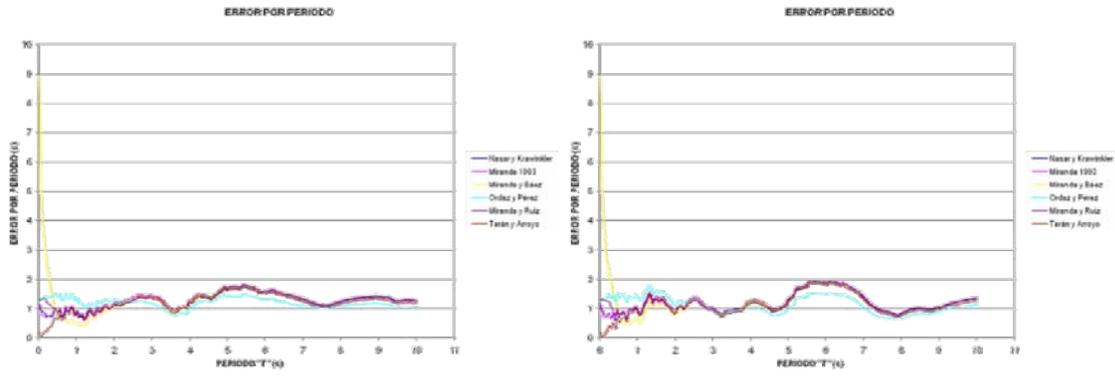


Figura V.41 Estación CUMV8509.191 componentes EW y NS



**Figura V.42 Estación MADI8509.191 componentes EW y NS**



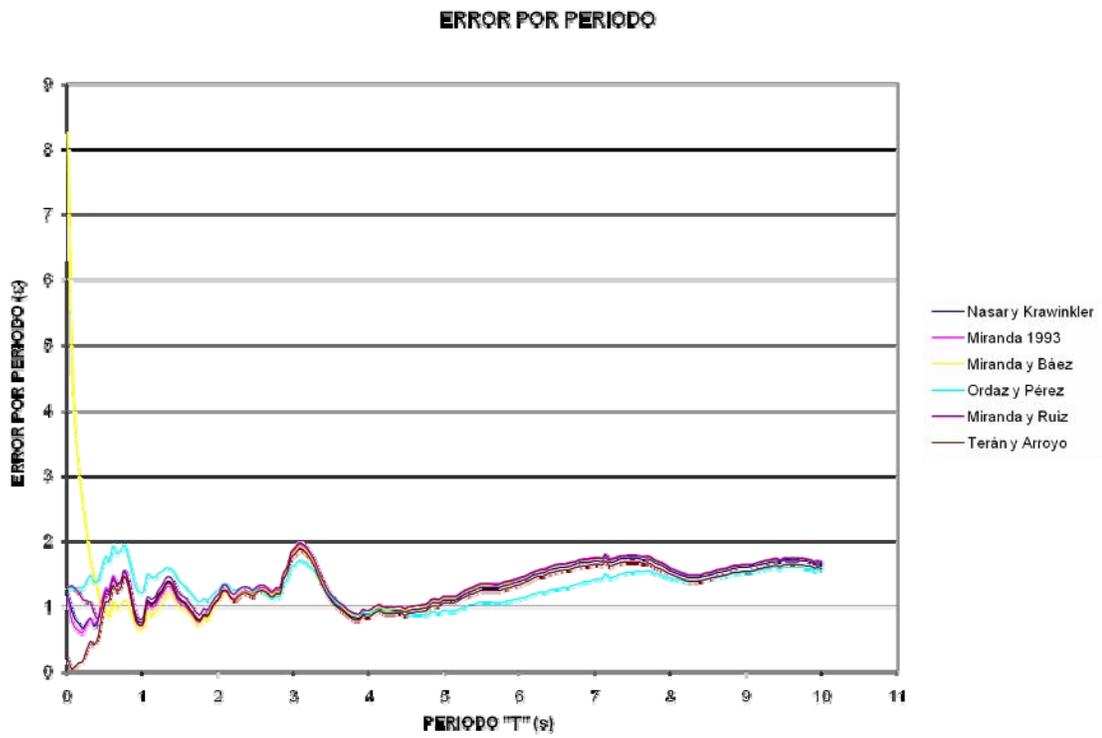
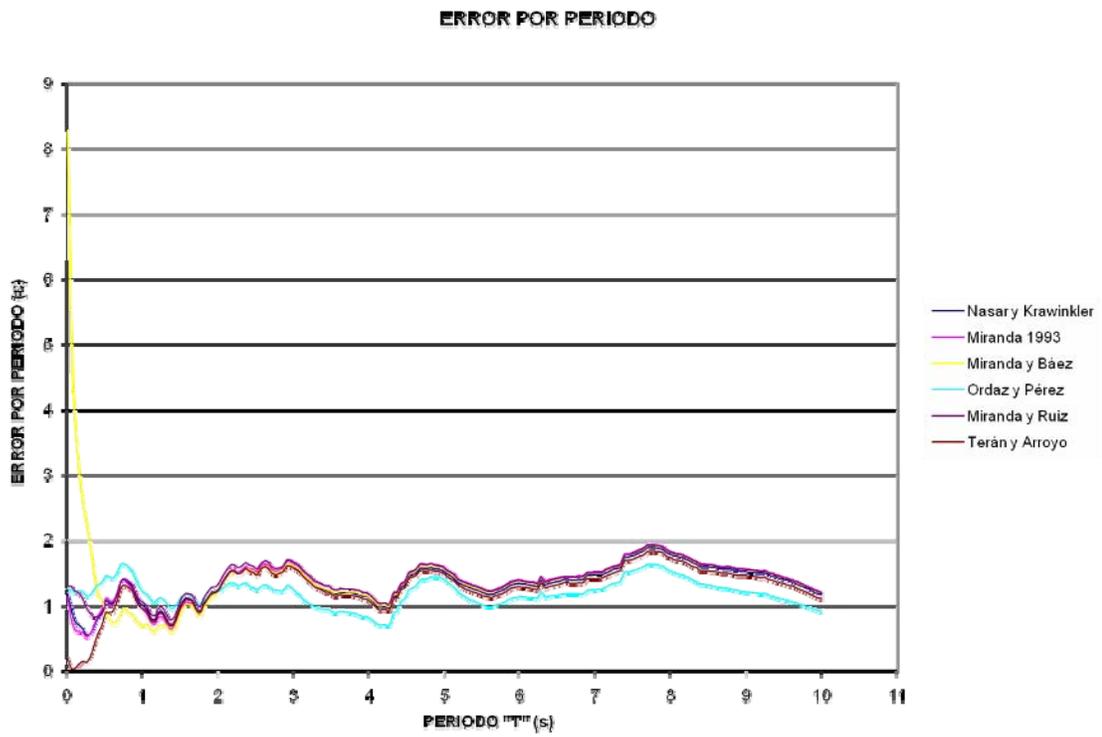
**Figura V.43 Estación TACY8509.191 componentes EW y NS**

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno de Transición**





**Figura V.44 Estación SXVI8509.191 componentes EW y NS**

# **ANEXO**

## **F**

**GRÁFICAS DE LOS CRITERIOS DE LAS NTC-SISMO (2004)**

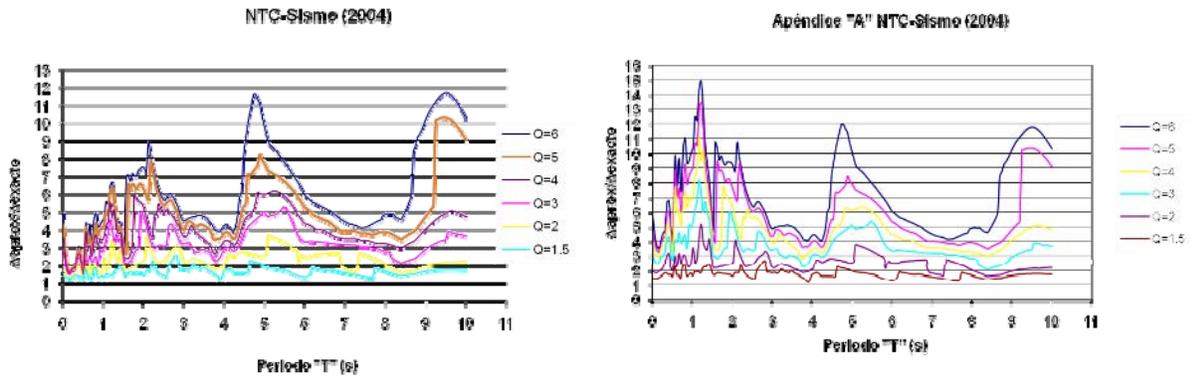


**Sismo del 3 de febrero de 1998**

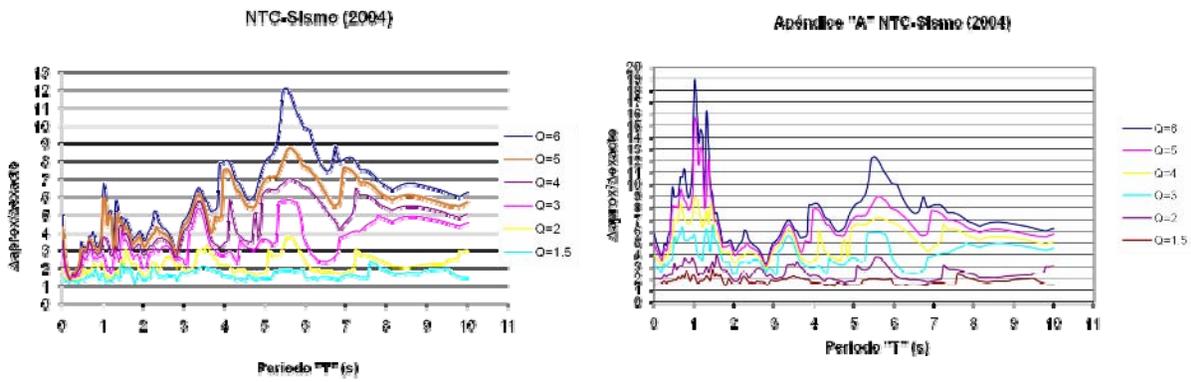
**Magnitud 6.4**

**Terreno Firme**

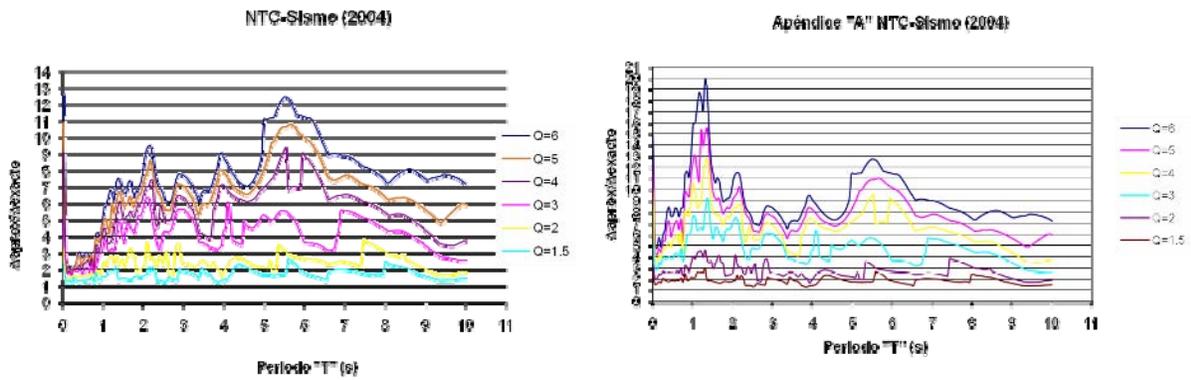




**Figura VI.1 Estación CUIG9802.031 componente EW**



**Figura VI.2 Estación CUIG9802.031 componente NS**



**Figura VI.3 Estación CUP59802.031 componente EW**

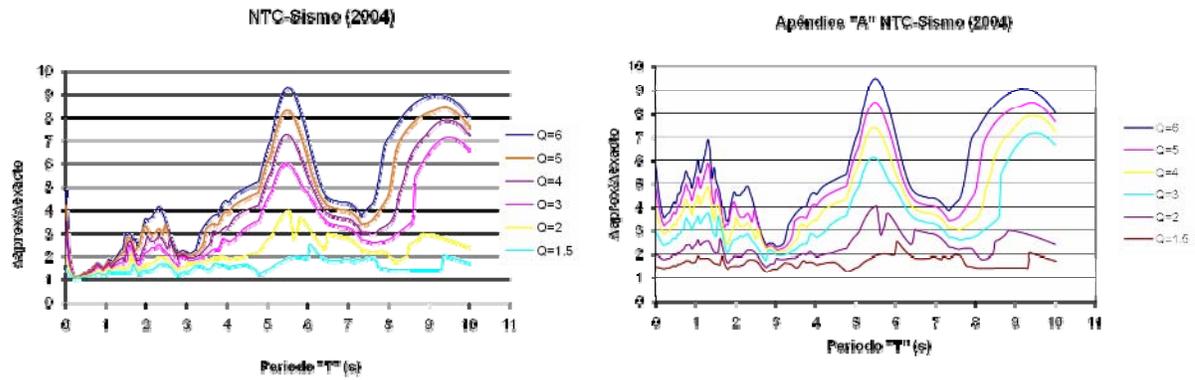


Figura VI.4 Estación CUP59802.031 componente NS

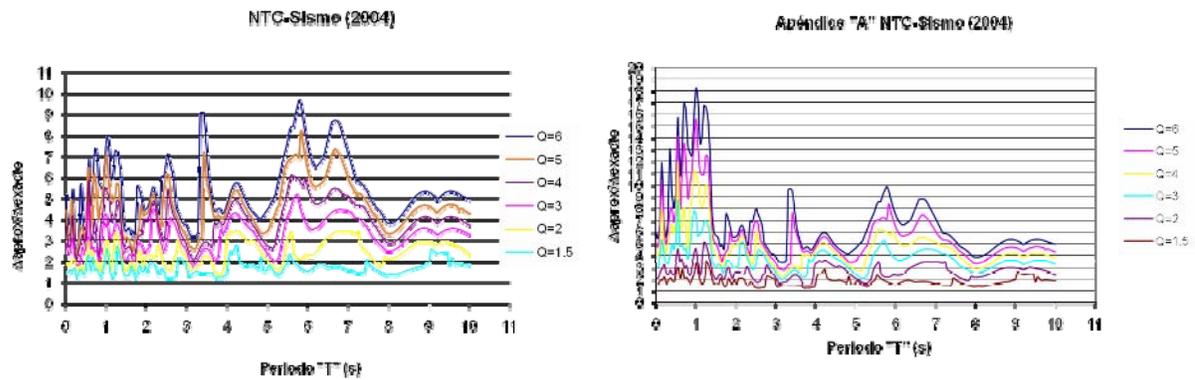


Figura VI.5 Estación MEZO9802.031 componente EW

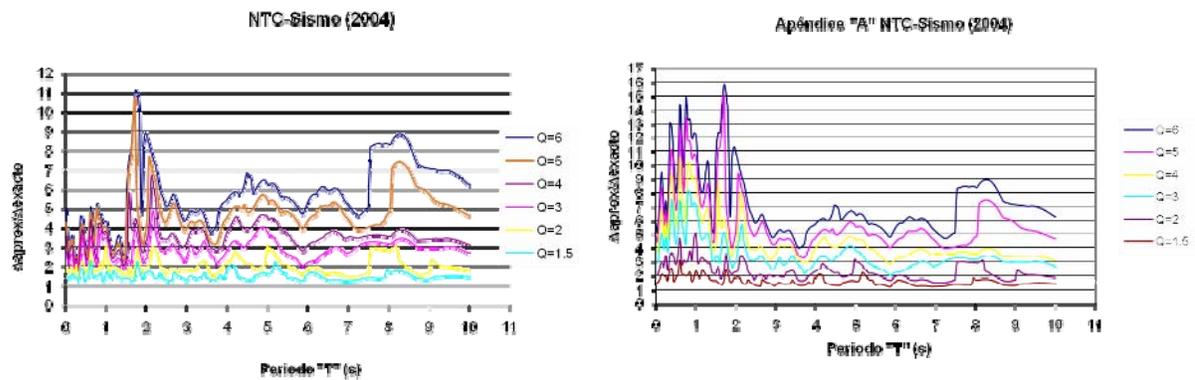


Figura VI.6 Estación MEZO9802.031 componente NS

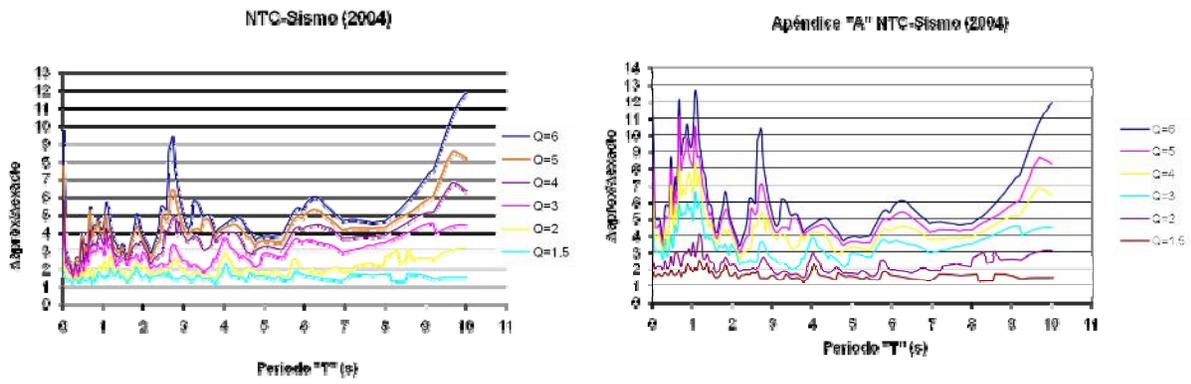


Figura VI.7 Estación TE079802.031 componente EW

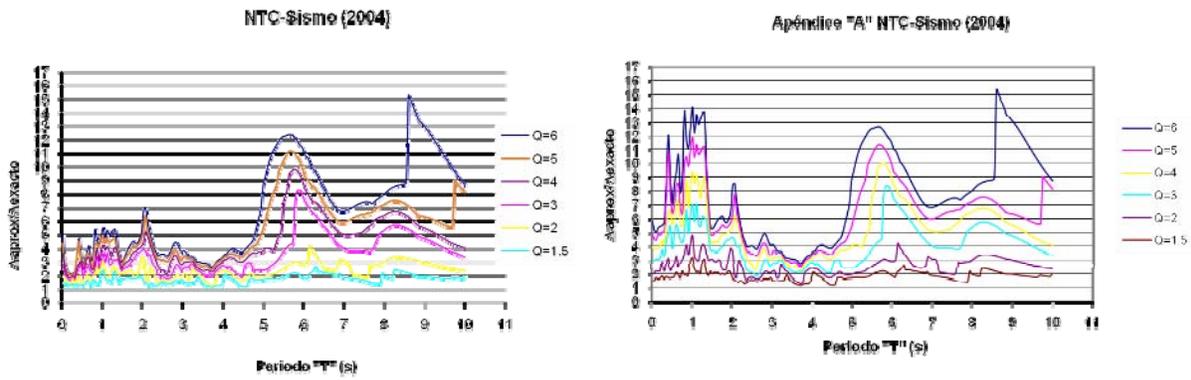


Figura VI.8 Estación TE079802.031 componente NS

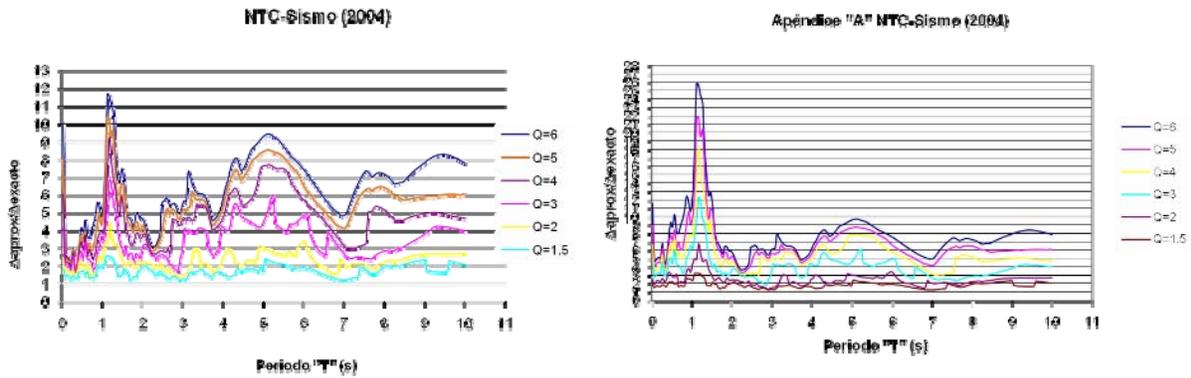
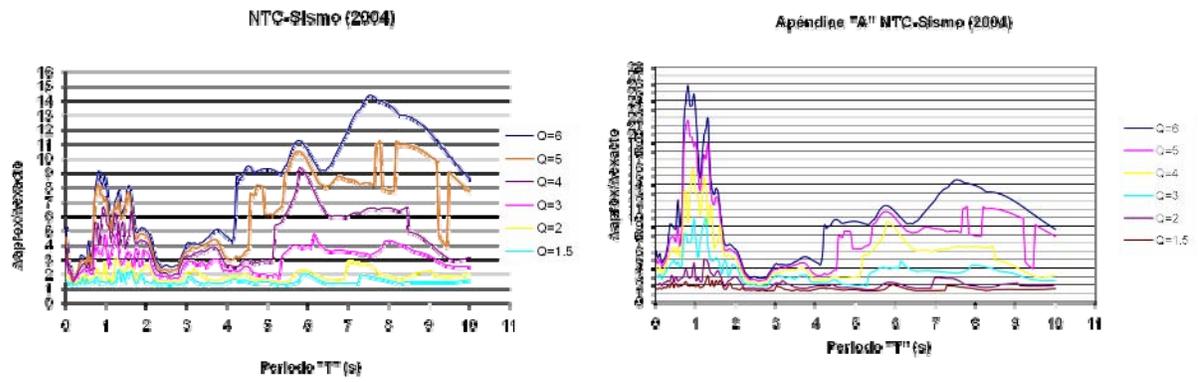
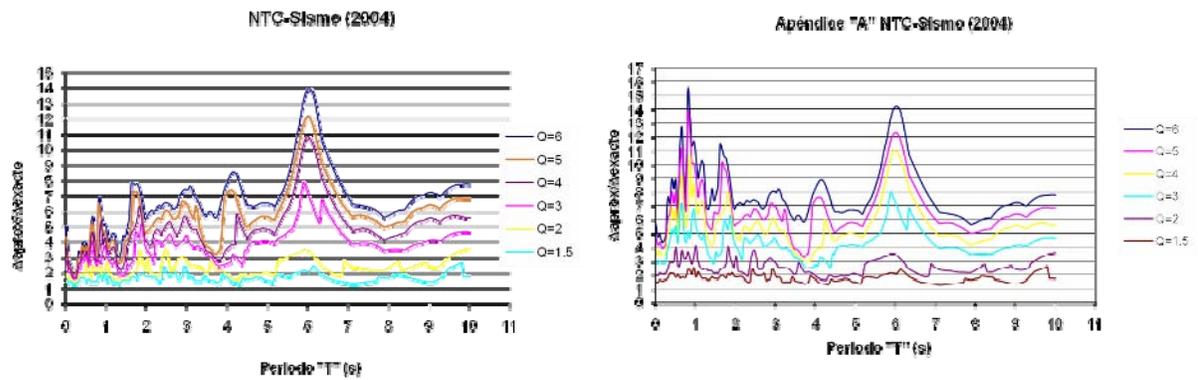


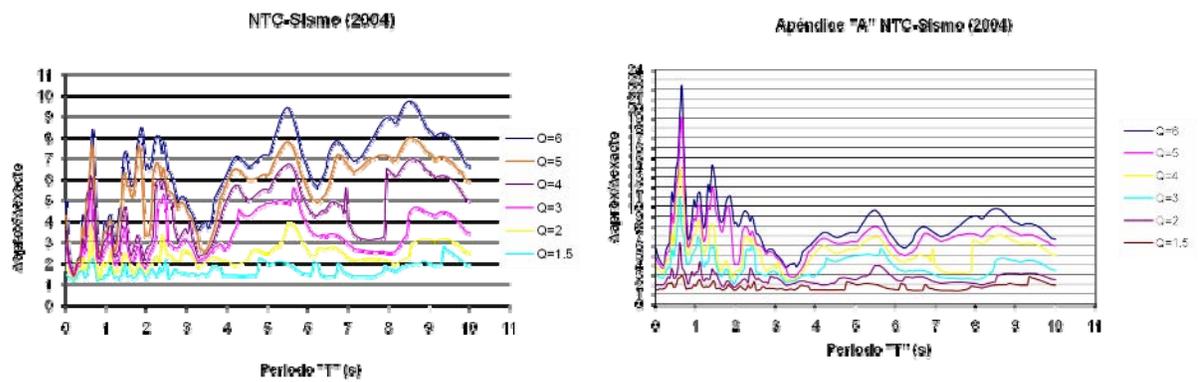
Figura VI.9 Estación TP139802.031 componente EW



**Figura VI.10 Estación TP139802.031 componente NS**



**Figura VI.11 Estación UI219802.031 componente EW**



**Figura VI.12 Estación UI219802.031 componente NS**

**Sismo del 3 de febrero de 1998**

**Magnitud 6.4**

**Terreno de Transición**



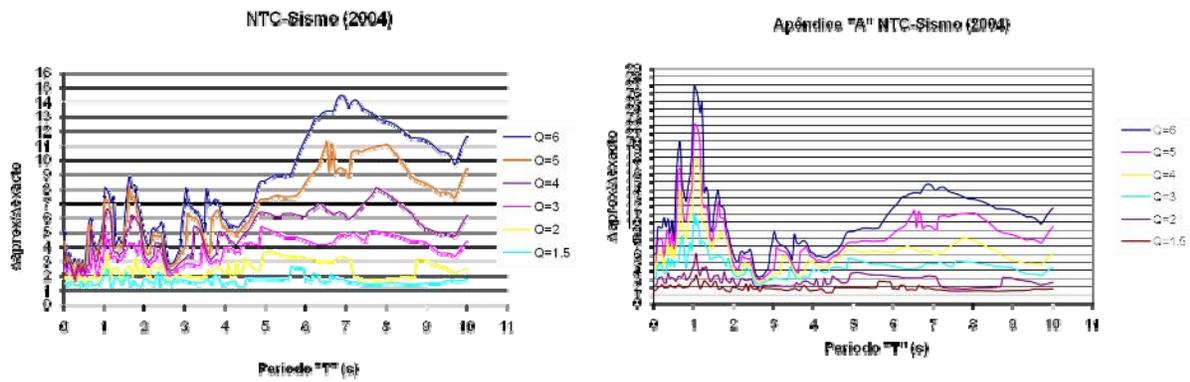


Figura VI.13 Estación AO249802.031 componente EW

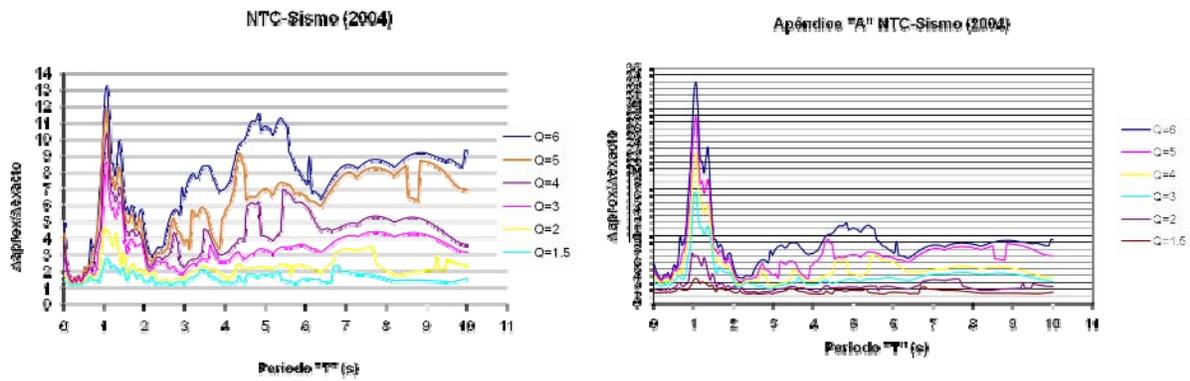


Figura VI.14 Estación AO249802.031 componente NS

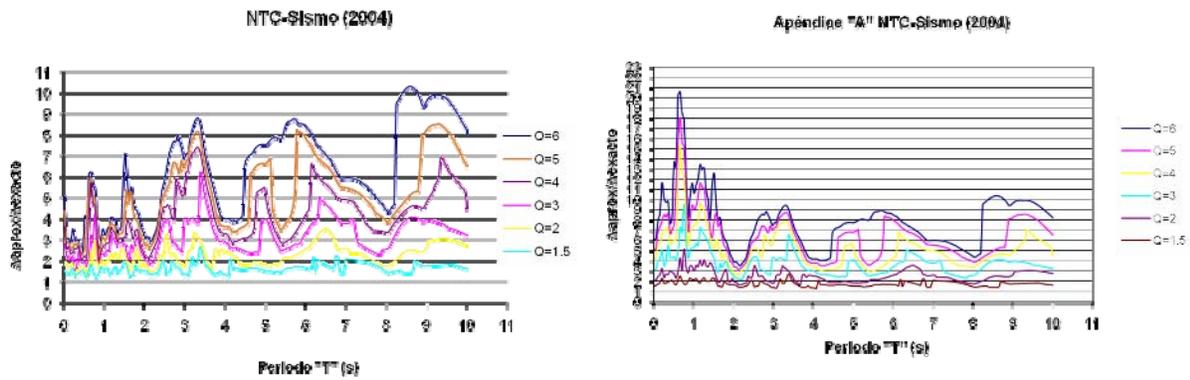


Figura VI.15 Estación AU469802.031 componente EW

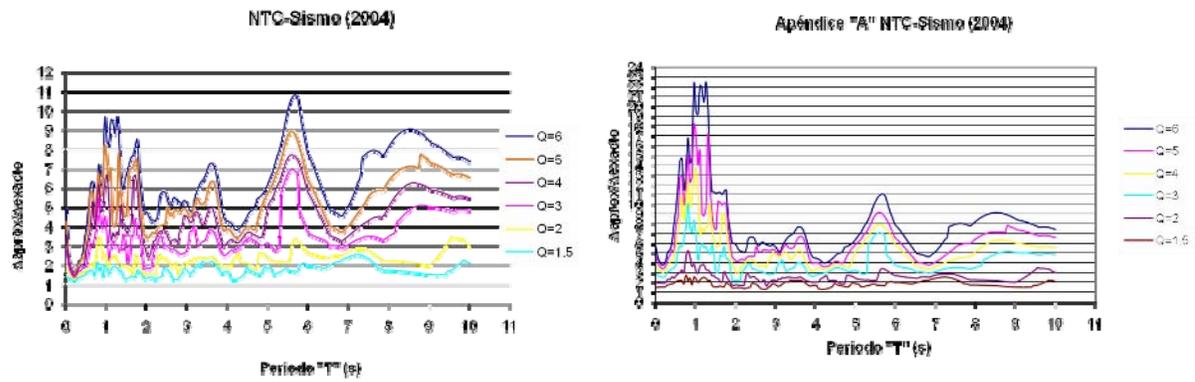


Figura VI.16 Estación AU469802.031 componente NS

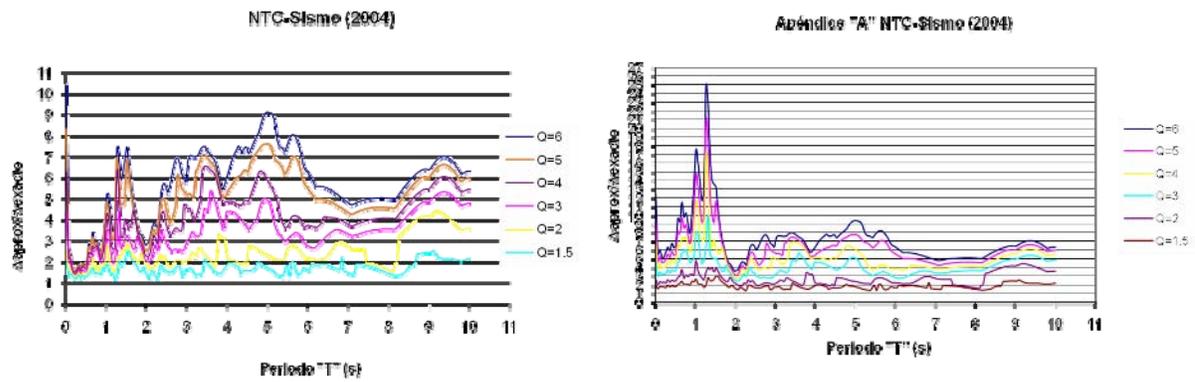


Figura VI.17 Estación CO479802.031 componente EW

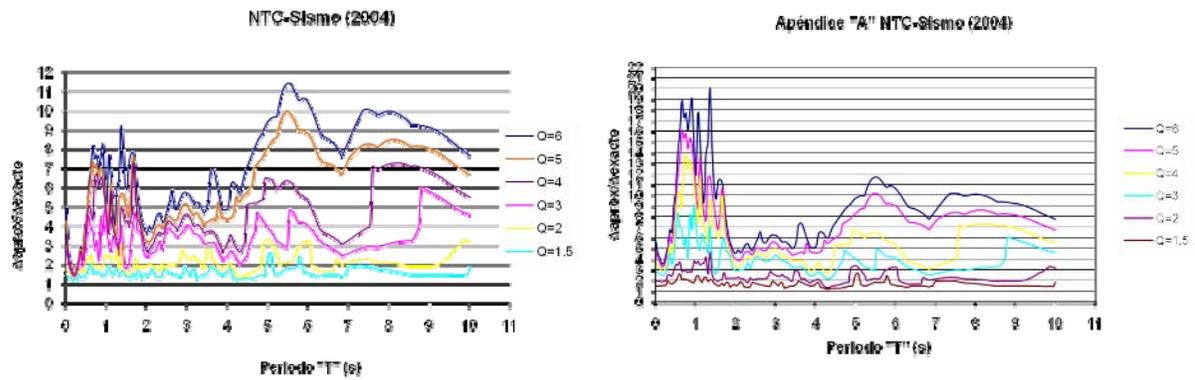


Figura VI.18 Estación CO479802.031 componente NS

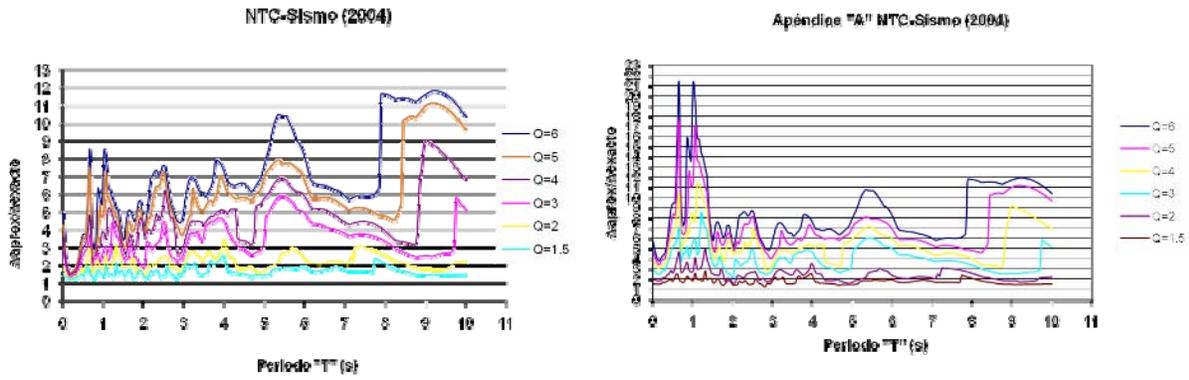


Figura VI.19 Estación COY19802.031 componente EW

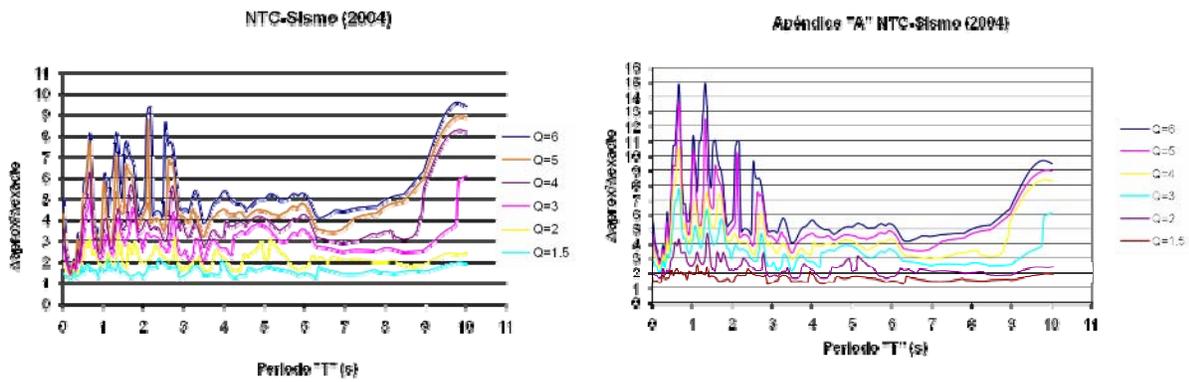


Figura VI.20 Estación COY19802.031 componente NS

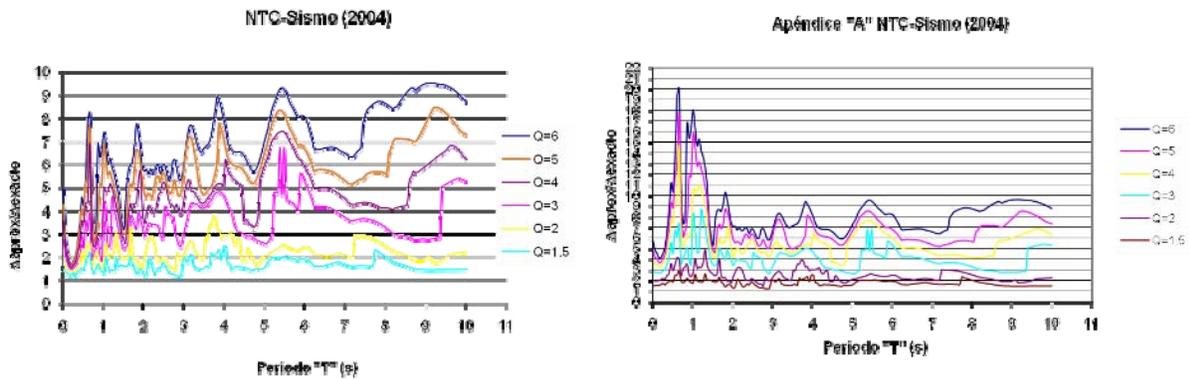


Figura VI.21 Estación COYS9802.031 componente EW

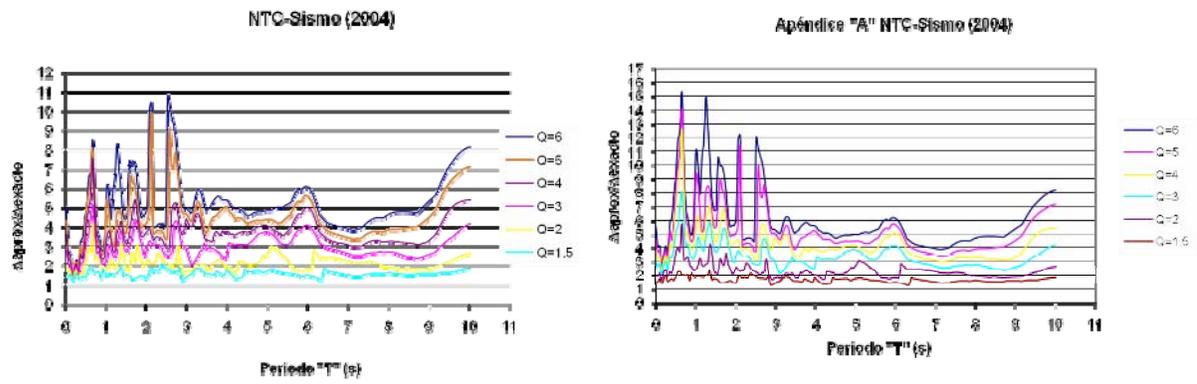


Figura VI.22 Estación COYS9802.031 componente NS

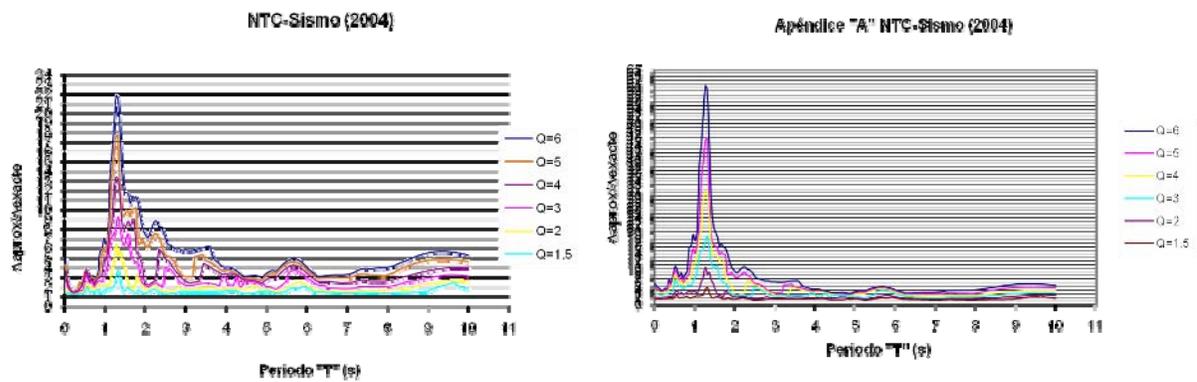


Figura VI.23 Estación DFRO9802.031 componente EW

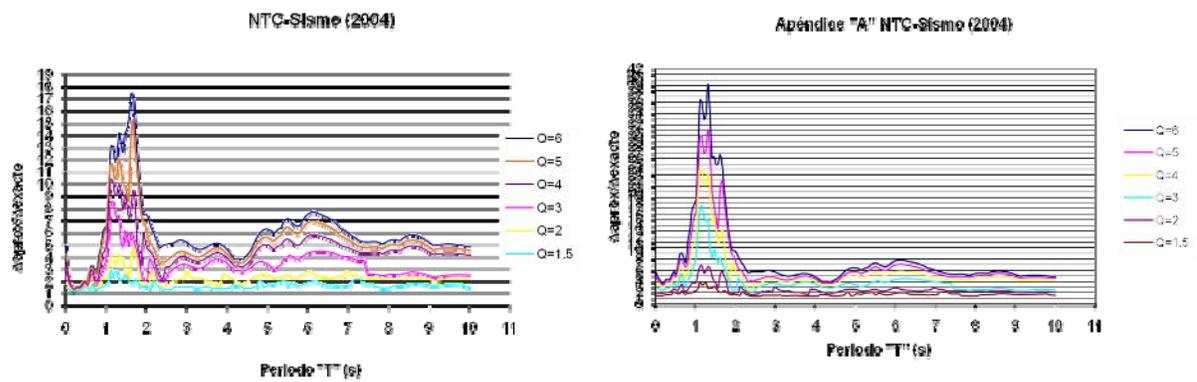


Figura VI.24 Estación DFRO9802.031 componente NS

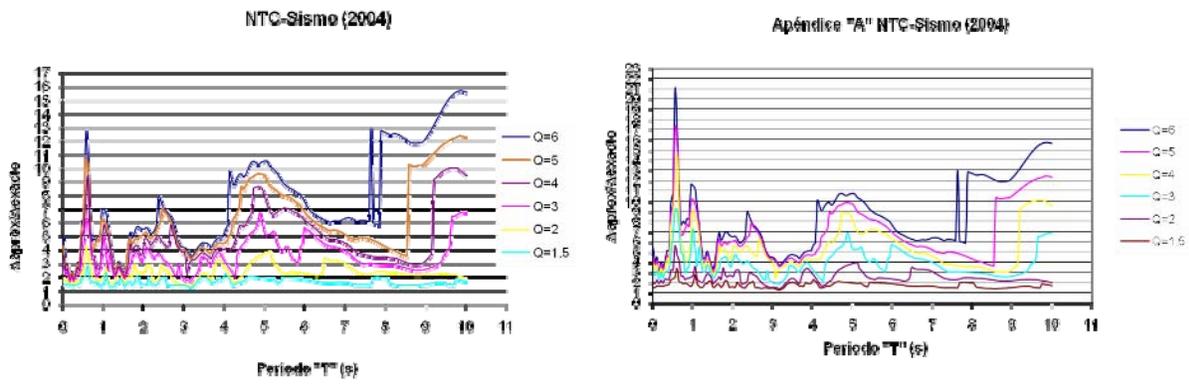


Figura VI.25 Estación DR169802.031 componente EW

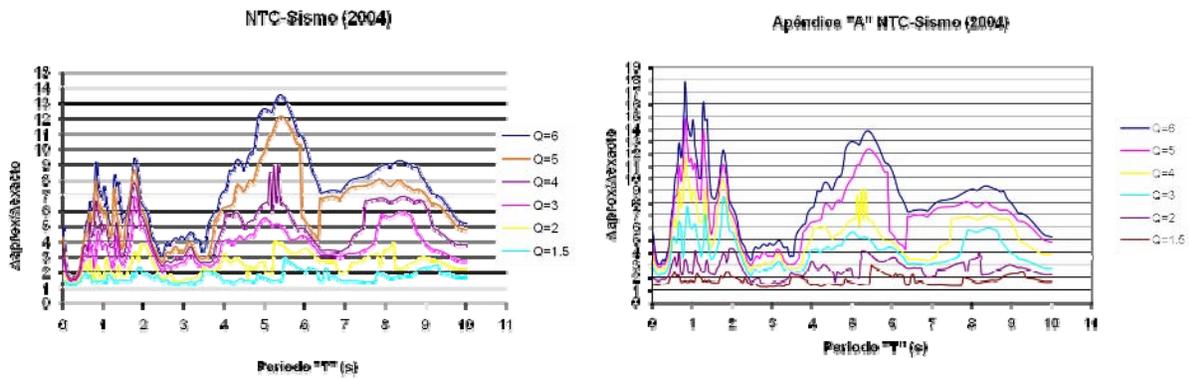


Figura VI.26 Estación DR169802.031 componente NS

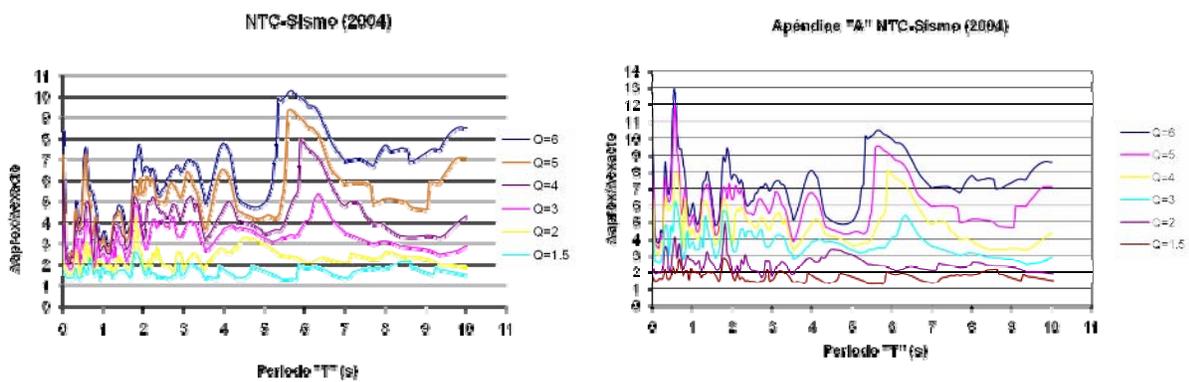


Figura VI.27 Estación GR279802.031 componente EW

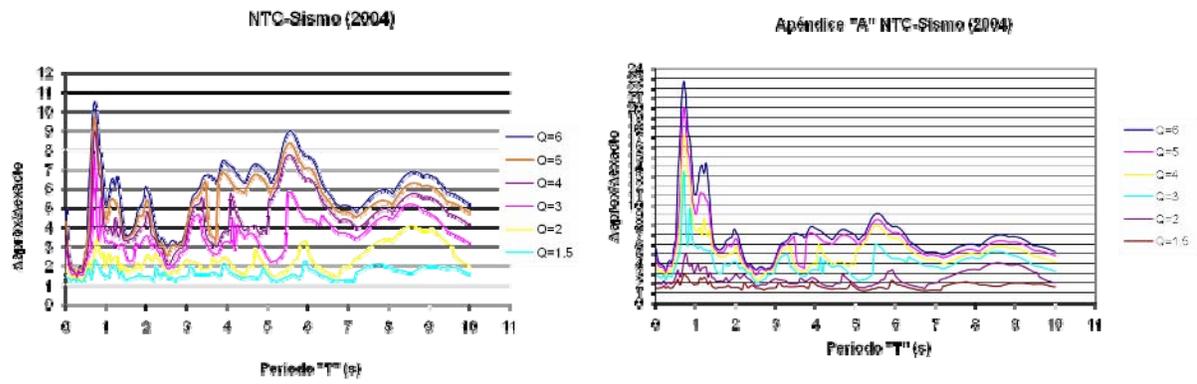


Figura VI.28 Estación GR279802.031 componente NS

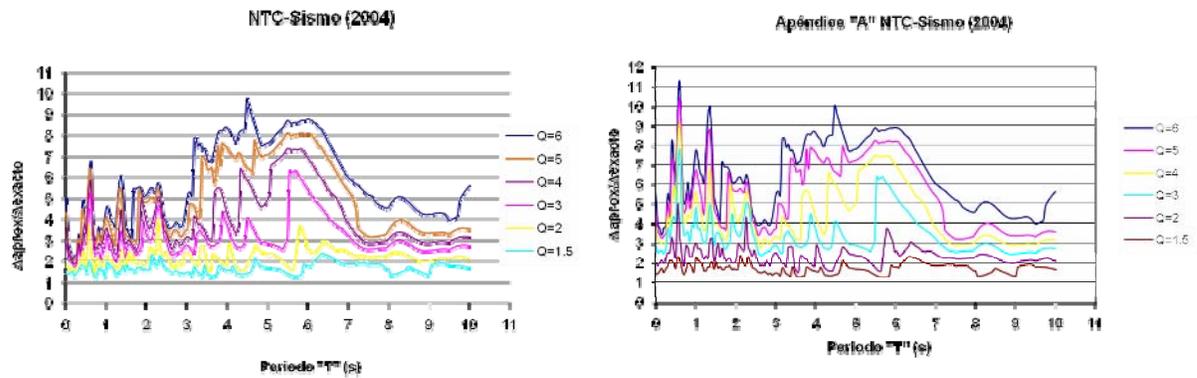


Figura VI.29 Estación ME529802.031 componente EW

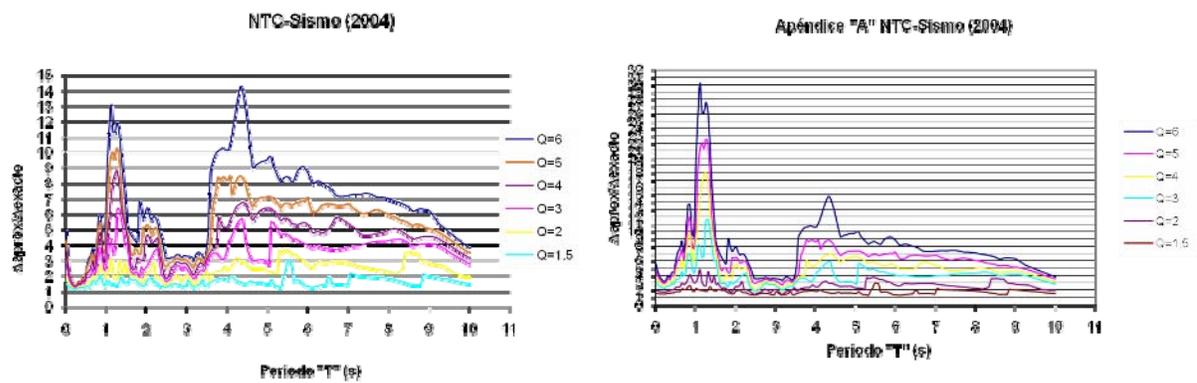


Figura VI.30 Estación ME529802.031 componente NS

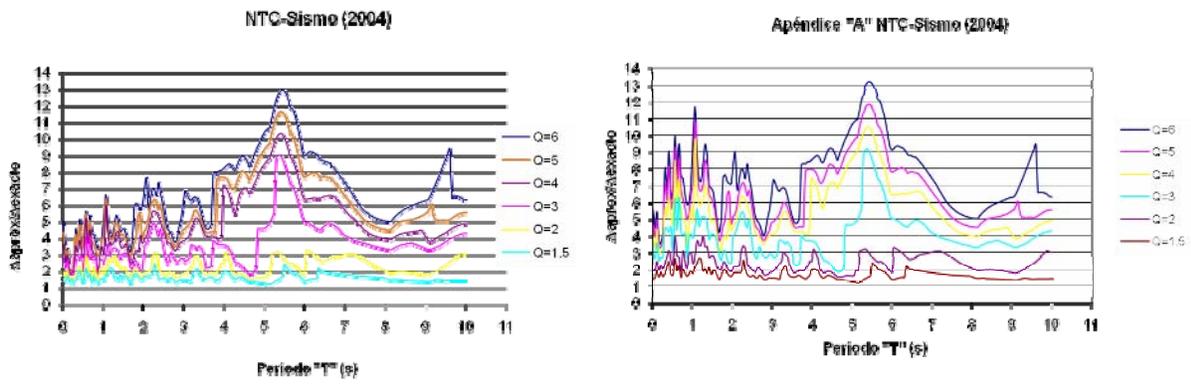


Figura IV.31 Estación MT509802.031 componente EW

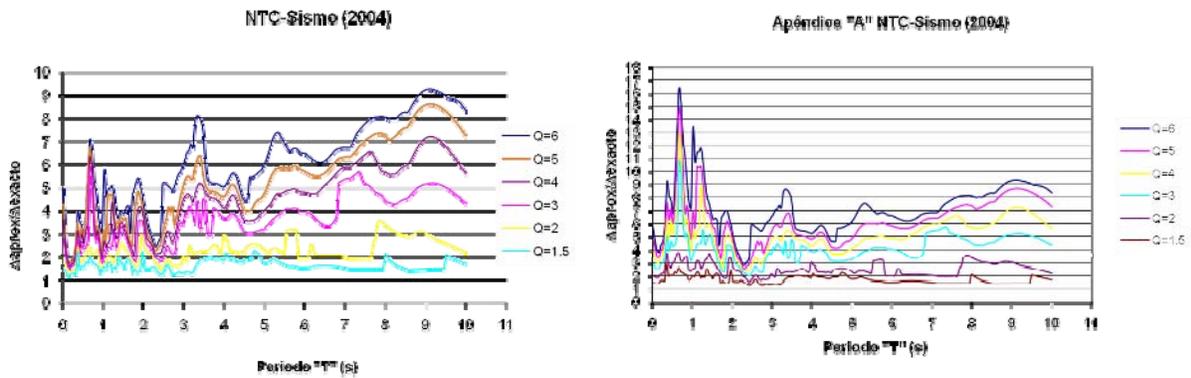


Figura IV.32 Estación MT509802.031 componente NS



**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno Firme**



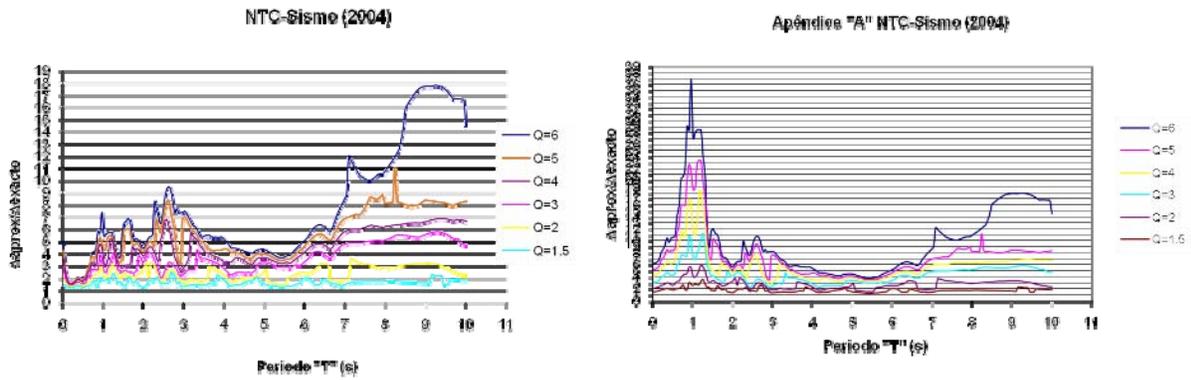


Figura VI.33 Estación CU018509.191 componente EW

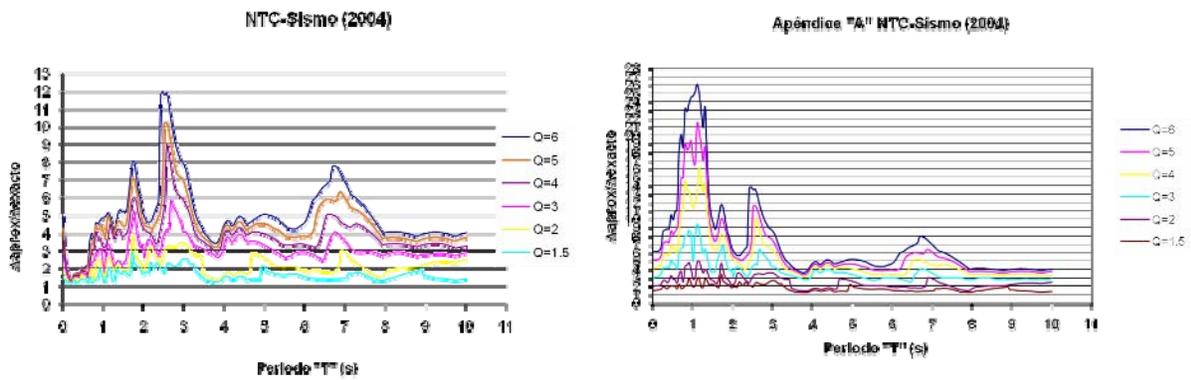


Figura VI.34 Estación CU018509.191 componente NS

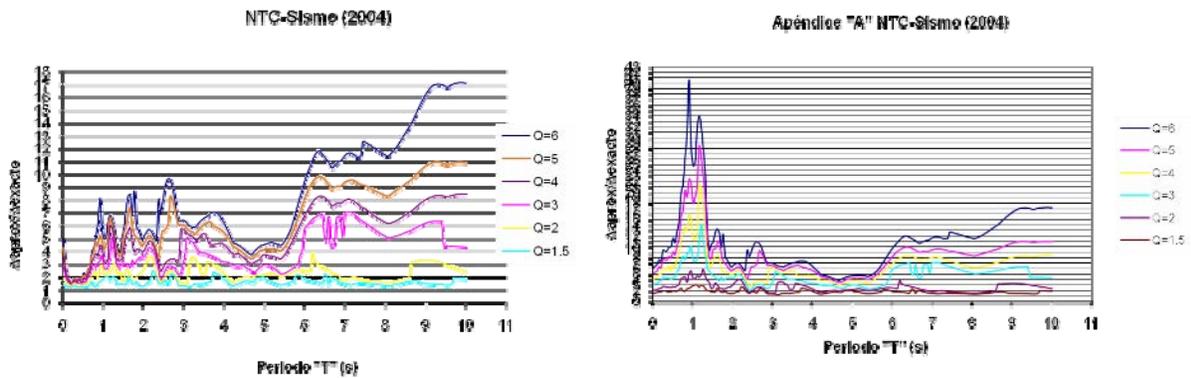


Figura VI.35 Estación CUIP8509.191 componente EW

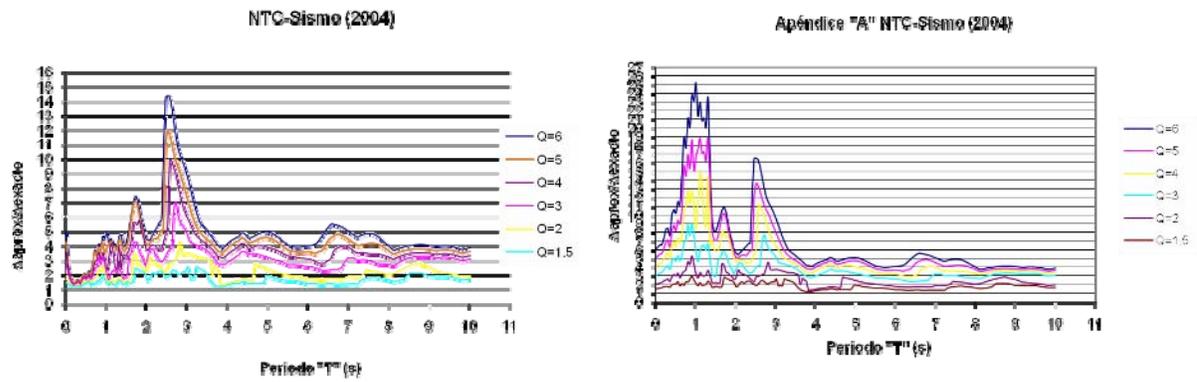


Figura VI.36 Estación CUIP8509.191 componente NS

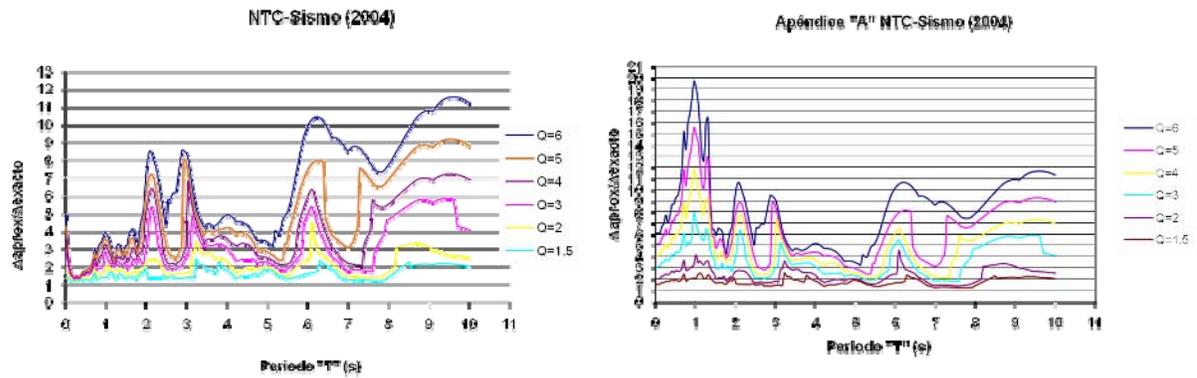


Figura VI.37 Estación CUMV8509.191 componente EW

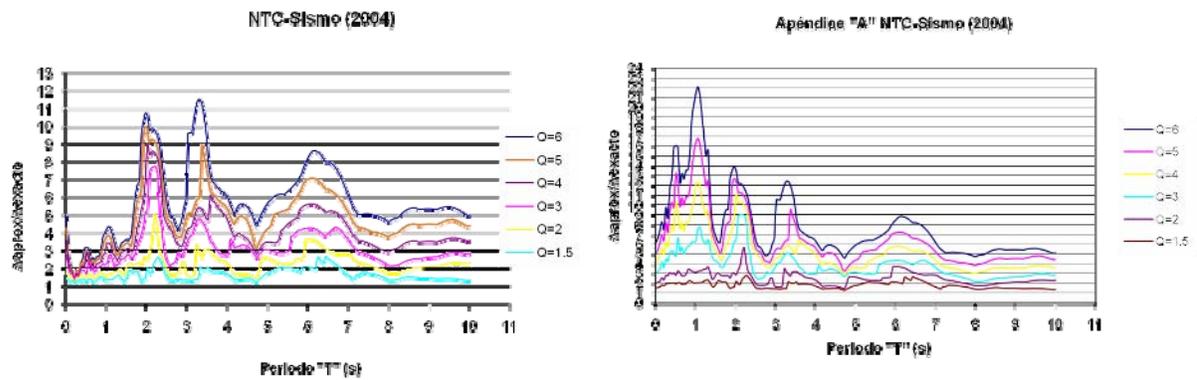


Figura VI.38 Estación CUMV8509.191 componente NS

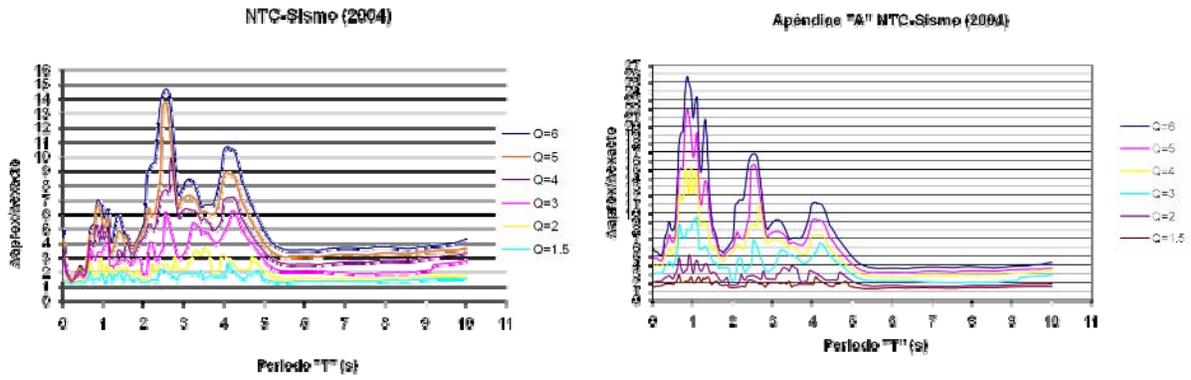


Figura VI.39 Estación MADI8509.191 componente EW

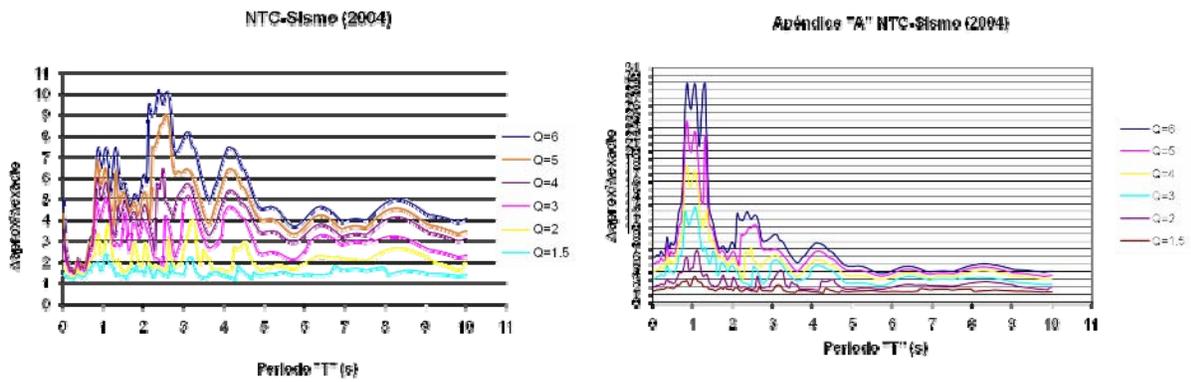


Figura VI.40 Estación MADI8509.191 componente NS

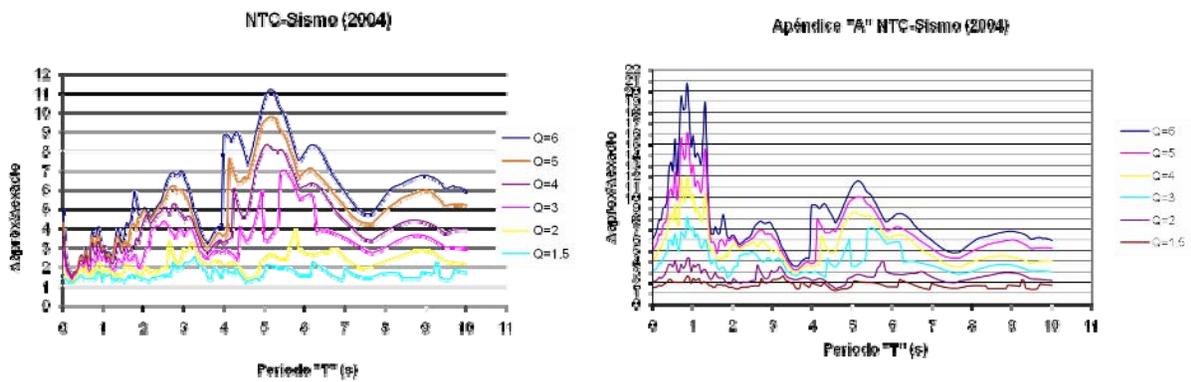


Figura VI.41 Estación TACY8509.191 componente EW

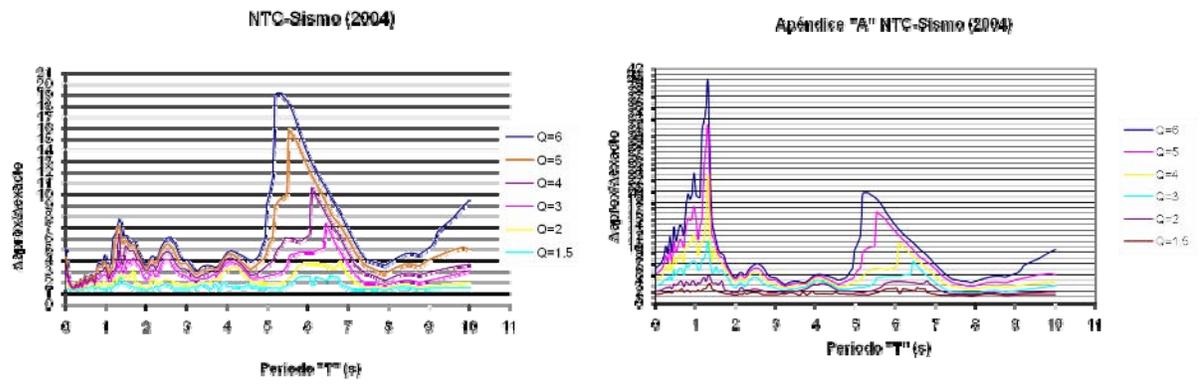


Figura VI.42 Estación TACY8509.191 componente NS

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno de Transición**

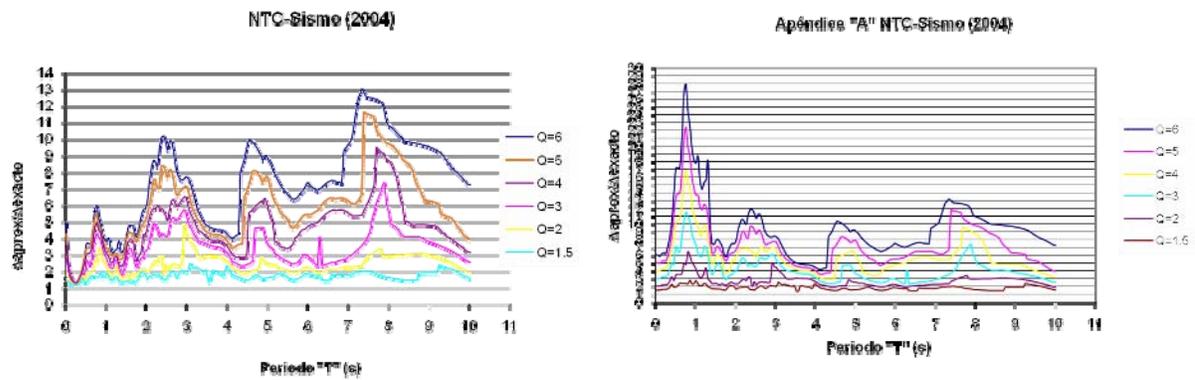


Figura VI.43 Estación SXVI8509.191 componente EW

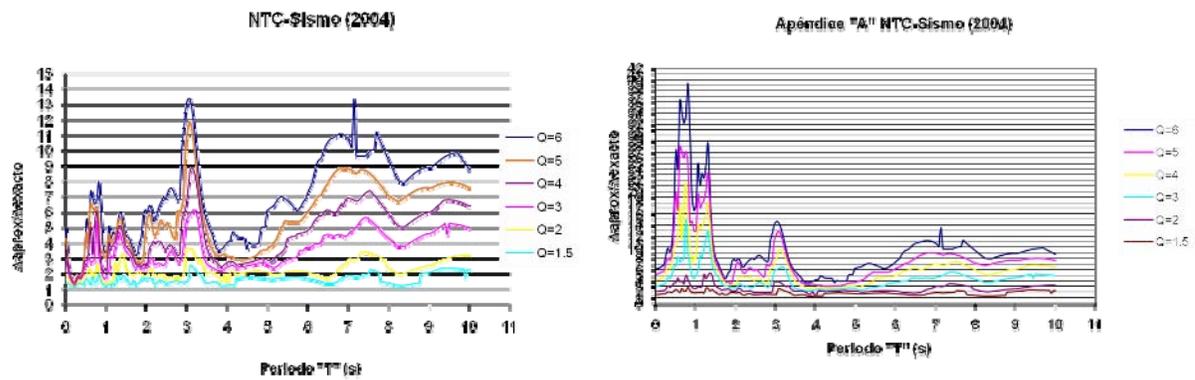


Figura VI.44 Estación SXVI8509.191 componente NS

# **ANEXO**

## **G**

**CÁLCULO DE LOS ERRORES LOGARÍTMICOS  
DE LOS CRITERIOS DE LAS NTC-SISMO (2004)**



# **Errores Logarítmicos por Ductilidad**

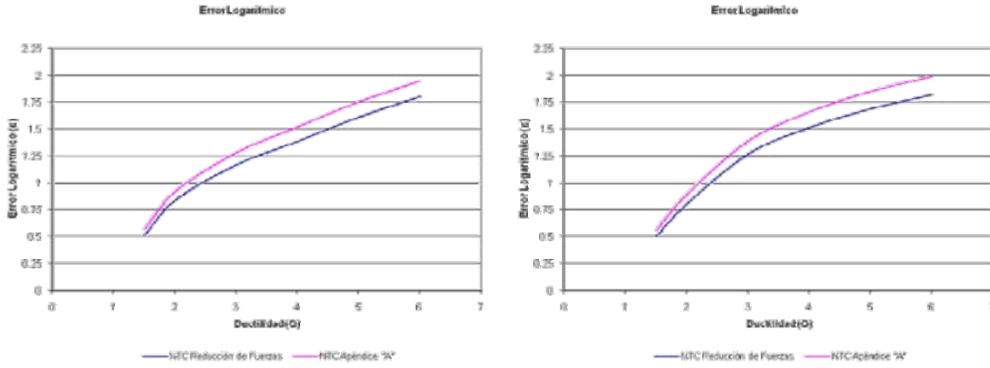


**Sismo del 3 de febrero de 1998**

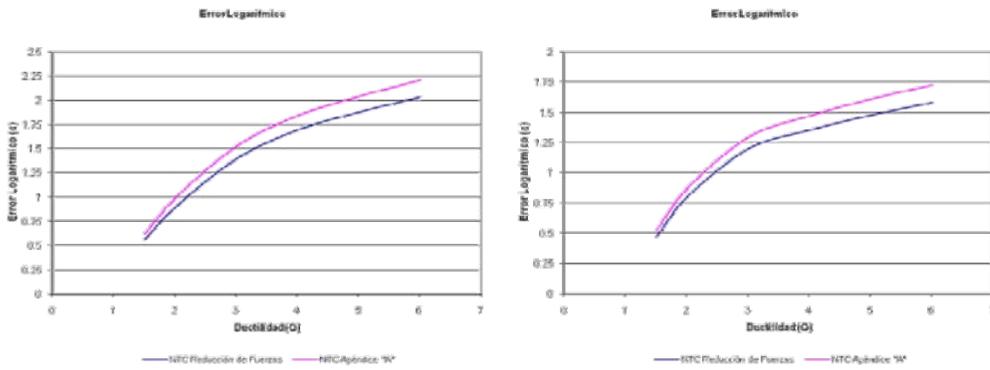
**Magnitud 6.4**

**Terreno Firme**

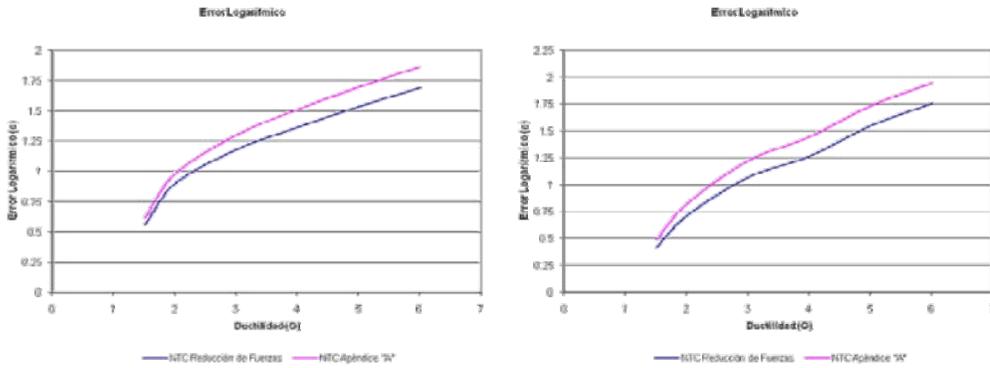




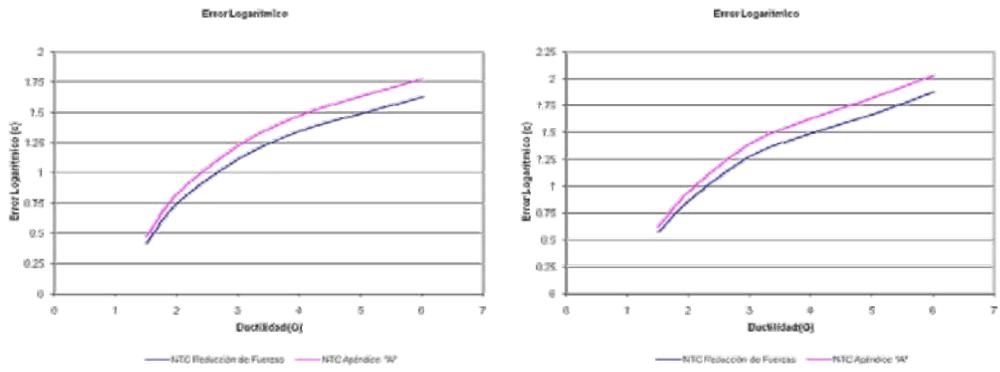
**Figura VII.1 Estación CUIG9802.031 componentes EW y NS**



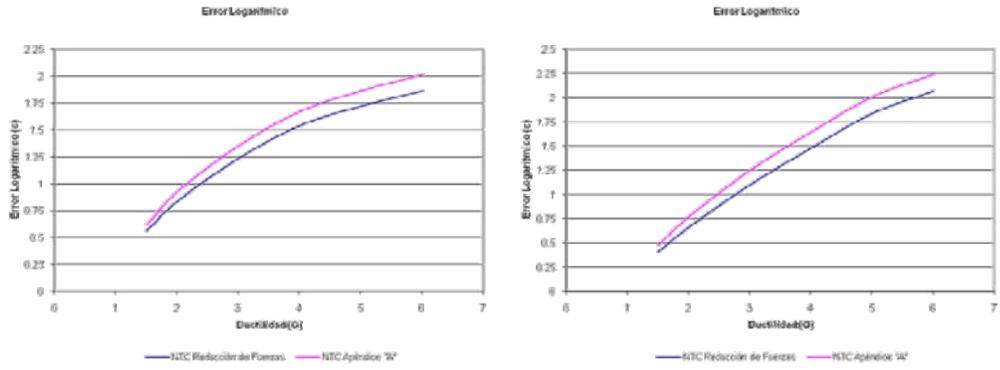
**Figura VII.2 Estación CUP59802.031 componentes EW y NS**



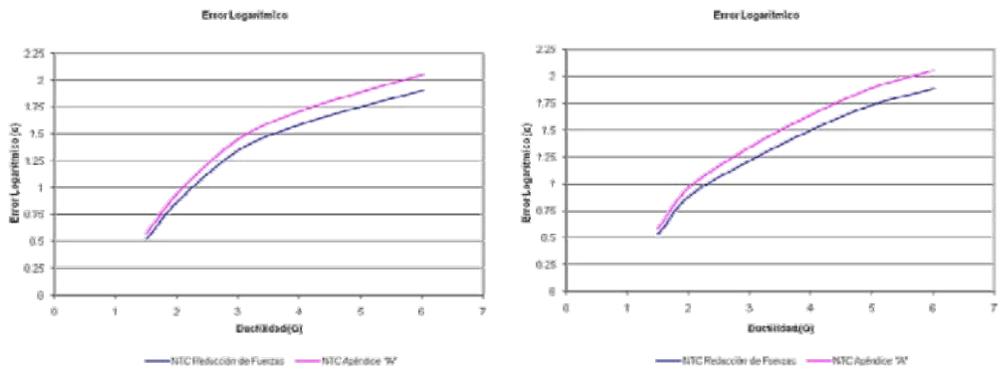
**Figura VII.3 Estación MEZO9802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.4 Estación TE079802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.5 Estación TP139802.031 componentes EW y NS**



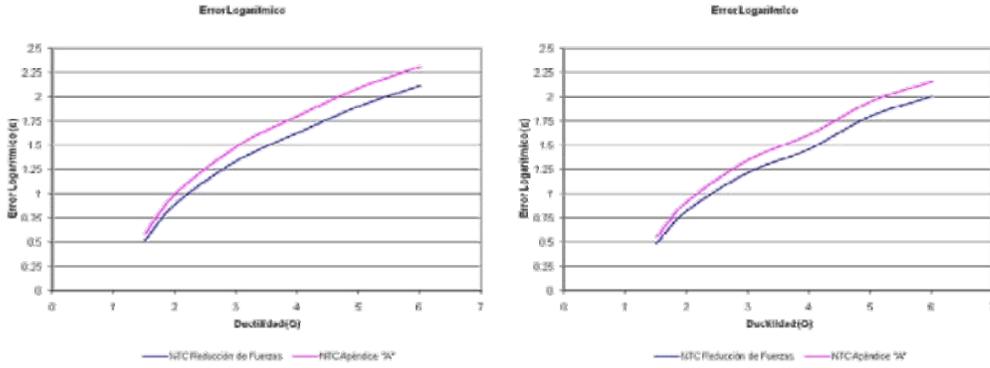
**Figura VII.6 Estación UI219802.031 componentes EW y NS**

**Sismo del 3 de febrero de 1998**

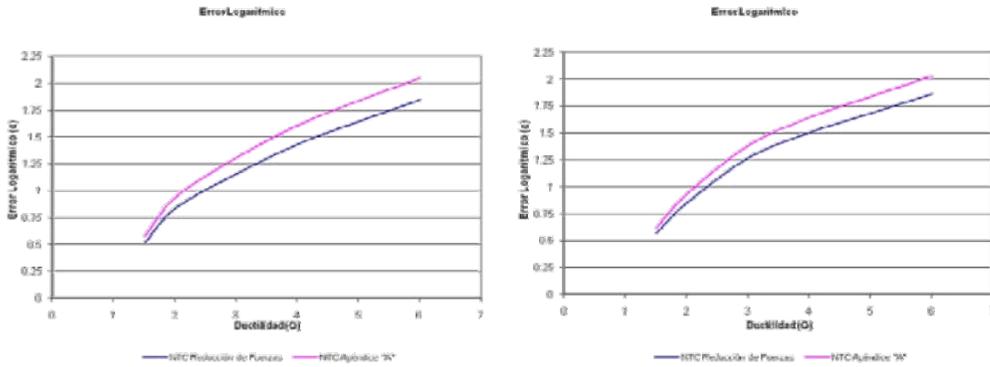
**Magnitud 6.4**

**Terreno de Transición**

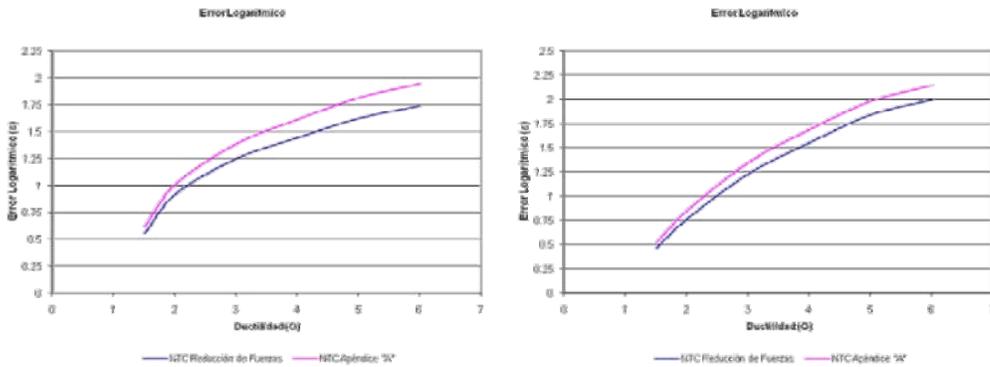




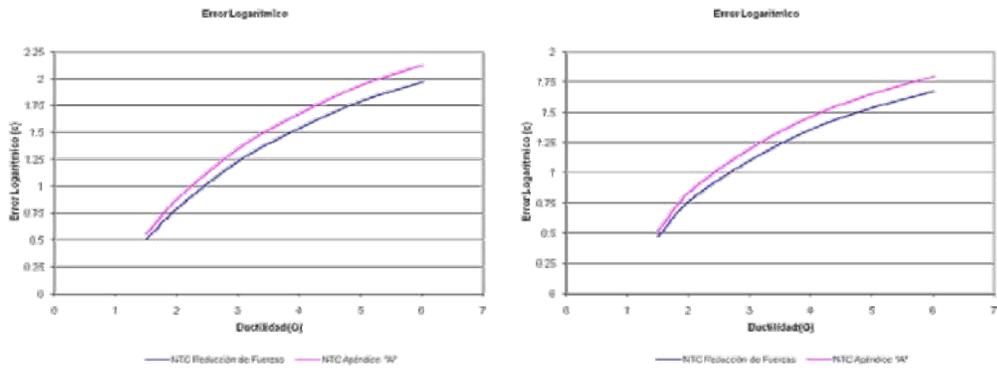
**Figura VII.7 Estación AO249802.031 componentes EW y NS**



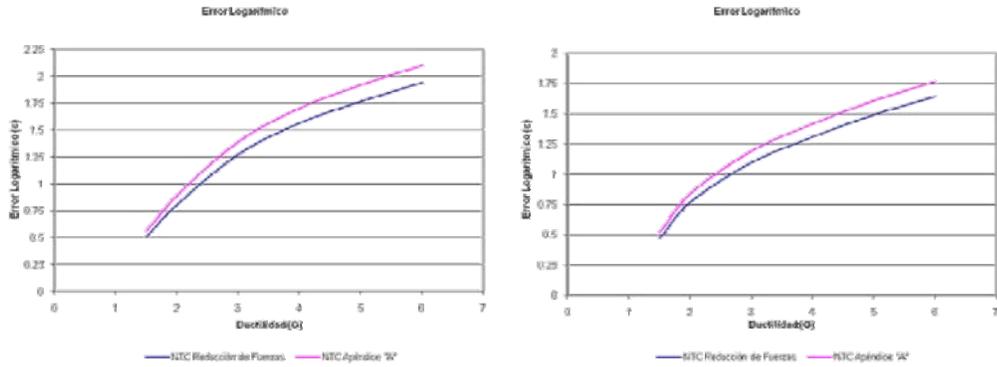
**Figura VII.8 Estación AU469802.031 componentes EW y NS**



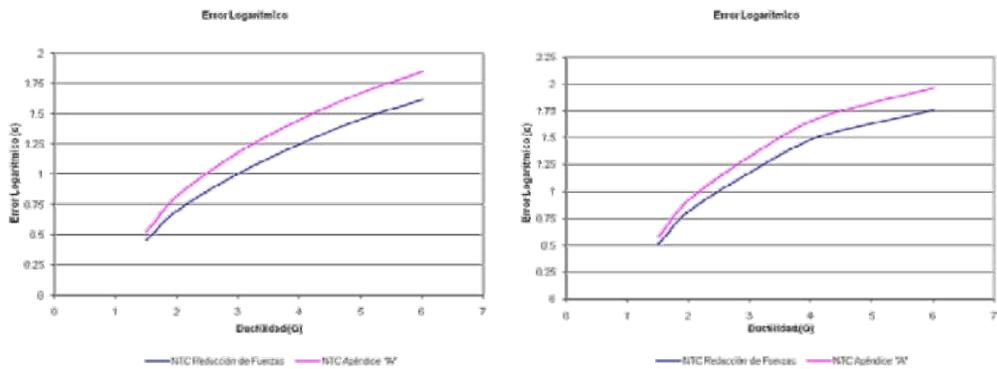
**Figura VII.9 Estación CO479802.031 componentes EW y NS**



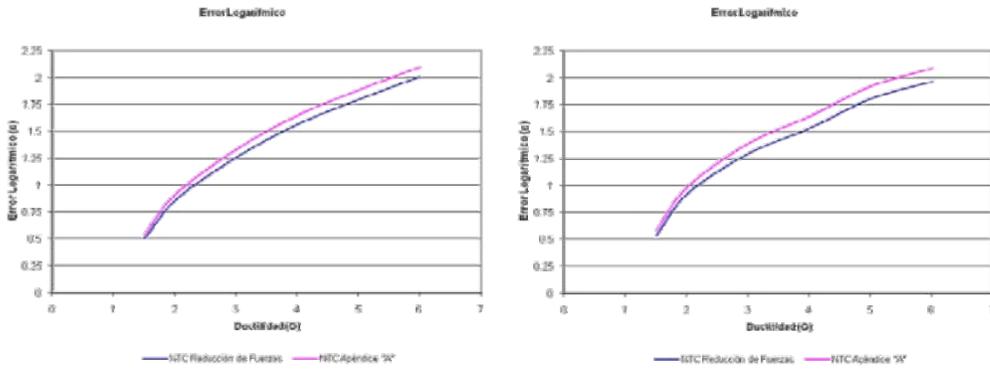
**Figura VII.10 Estación COY19802.031 componentes EW y NS**



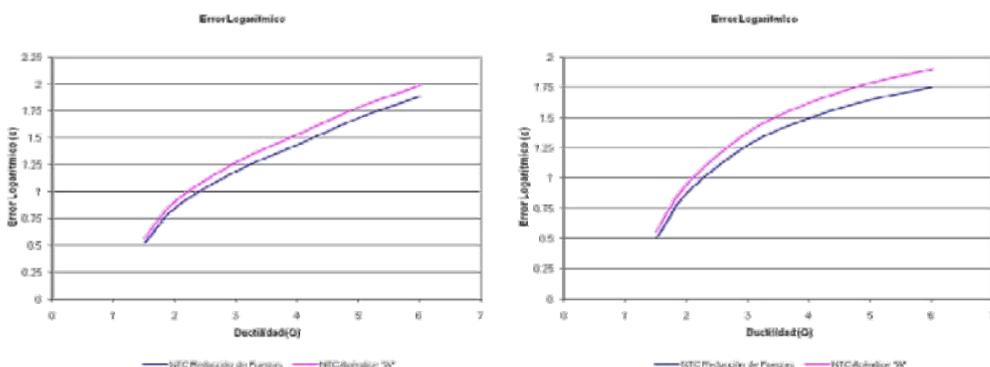
**Figura VII.11 Estación COYS9802.031 componentes EW y NS**



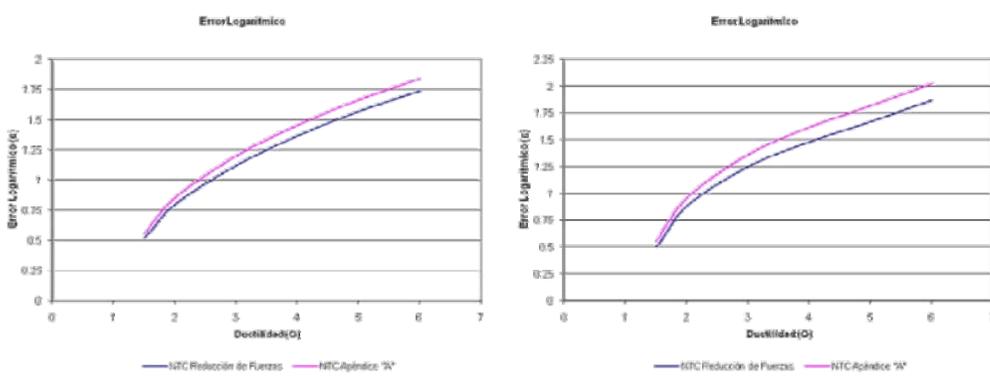
**Figura VII.12 Estación DFRO9802.031 componentes EW y NS**



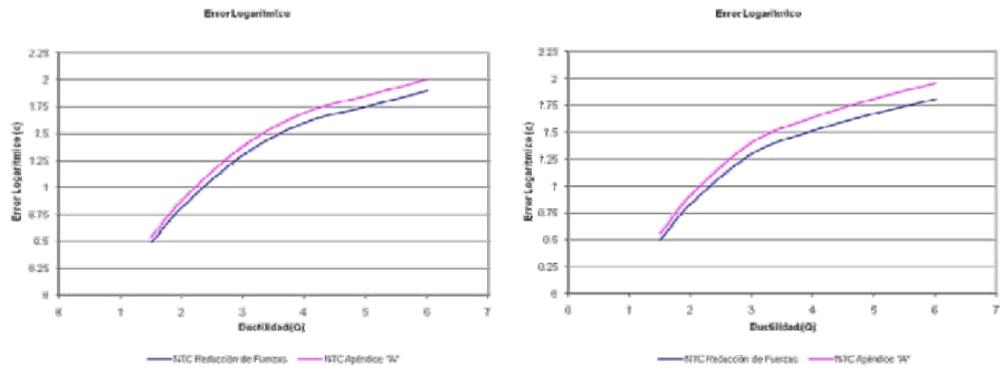
**Figura VII.13 Estación DR169802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.14 Estación GR279802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.15 Estación ME529802.031 componentes EW y NS**



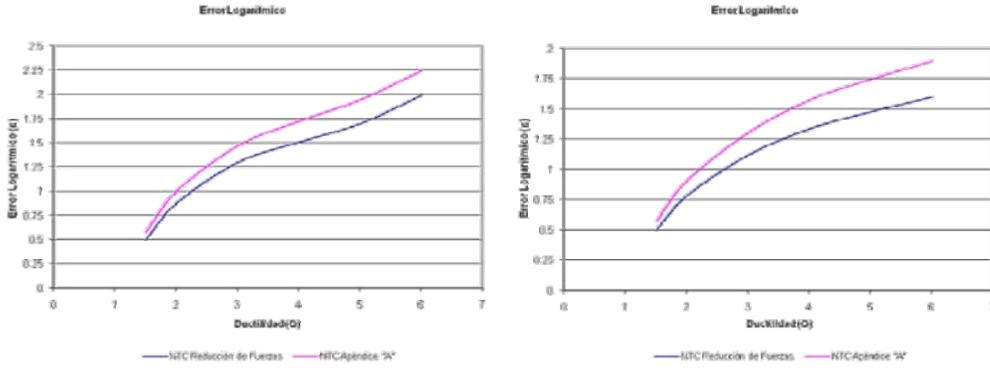
**Figura VII.16 Estación MT509802.031 componentes EW y NS**

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

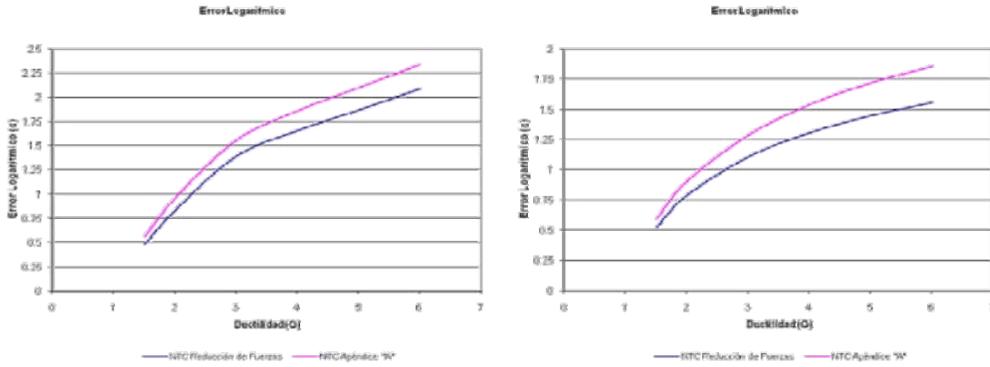
**Magnitud 8.1**

**Terreno Firme**

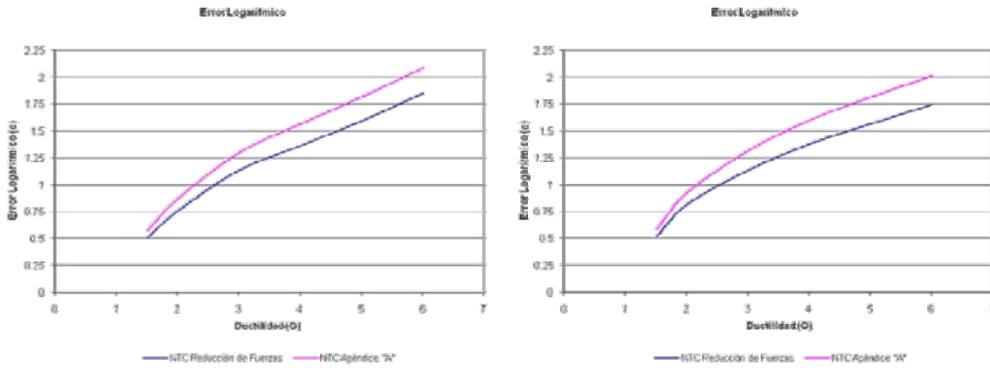




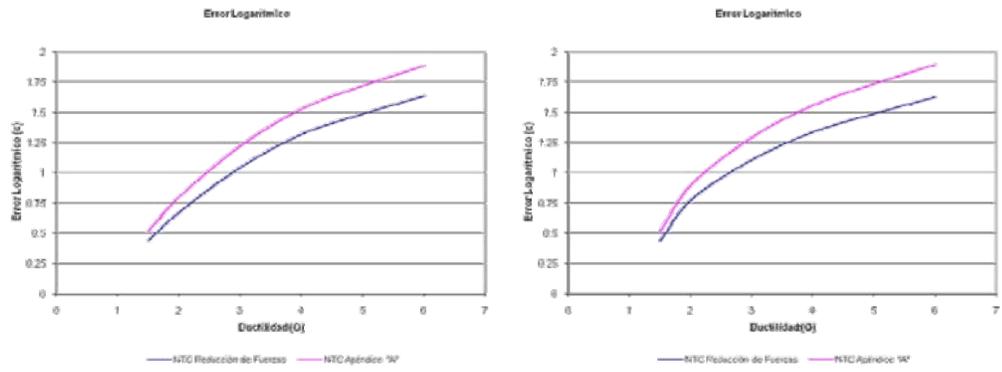
**Figura VII.17 Estación CU018509.191 componentes EW y NS**



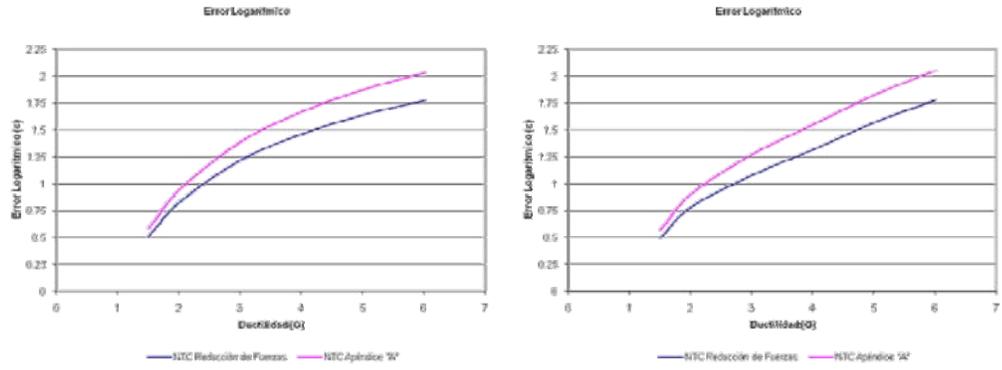
**Figura VII.18 Estación CUIP8509.191 componentes EW y NS**



**Figura VII.19 Estación CUMV8509.191 componentes EW y NS**



**Figura VII.20 Estación MADI8509.191 componentes EW y NS**



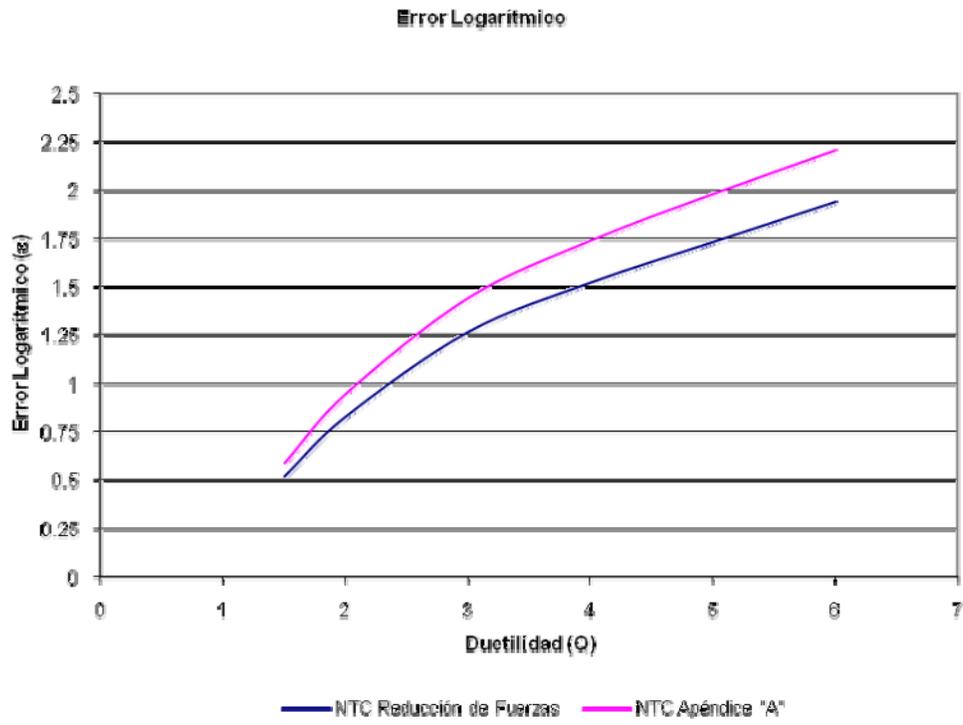
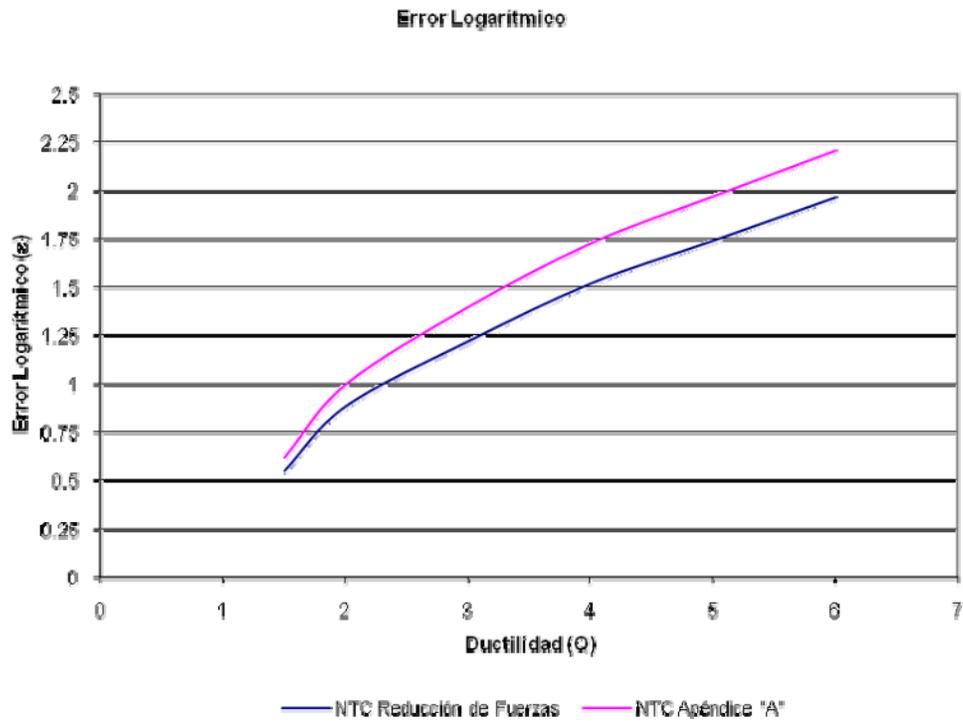
**Figura VII.21 Estación TACY8509.191 componentes EW y NS**

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno de Transición**





**Figura VII.22 Estación SXVI8509.191 componentes EW y NS**



## **Errores Logarítmicos por Periodo**

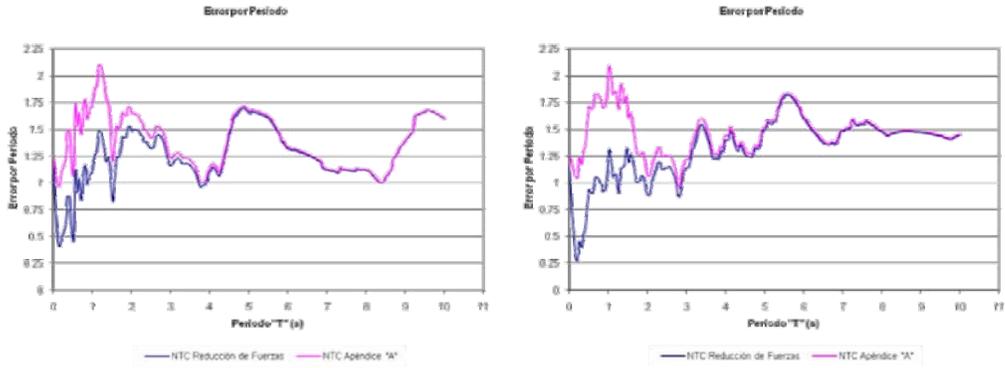


**Sismo del 3 de febrero de 1998**

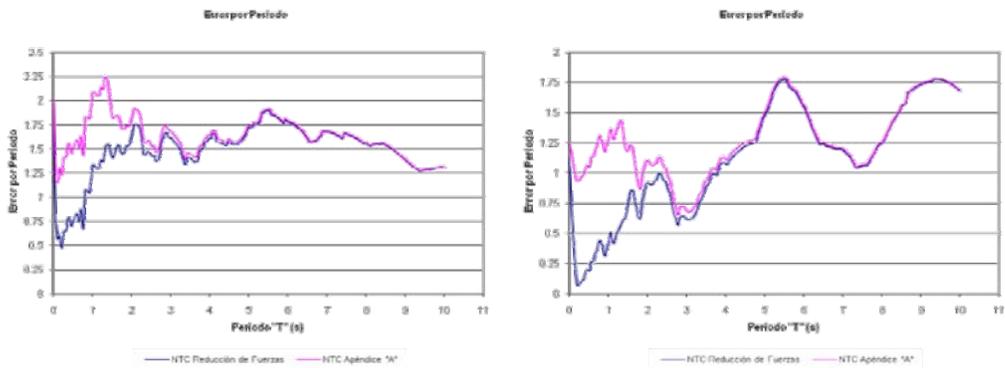
**Magnitud 6.4**

**Terreno Firme**

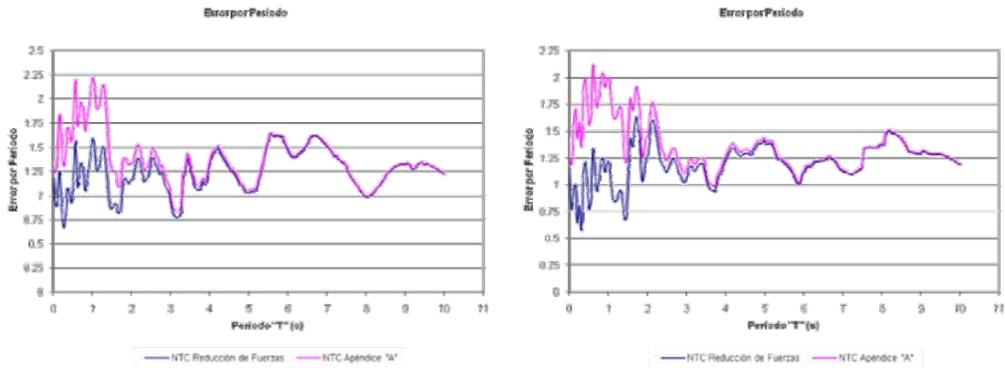




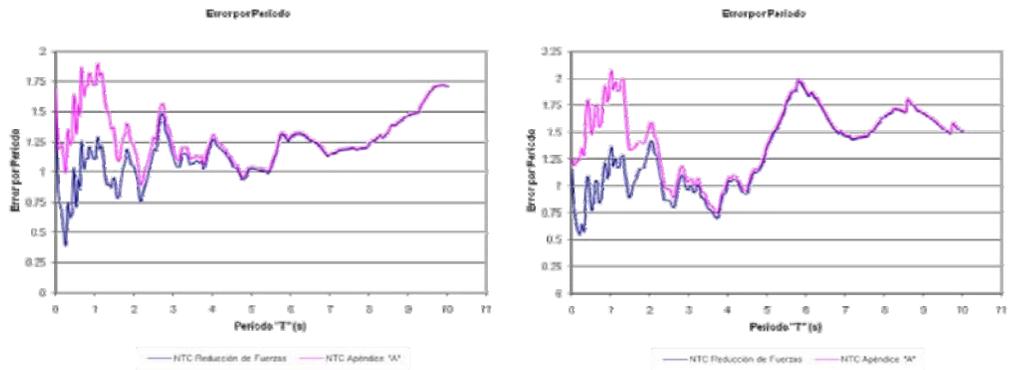
**Figura VII.23 Estación CUIG9802.031 componentes EW y NS**



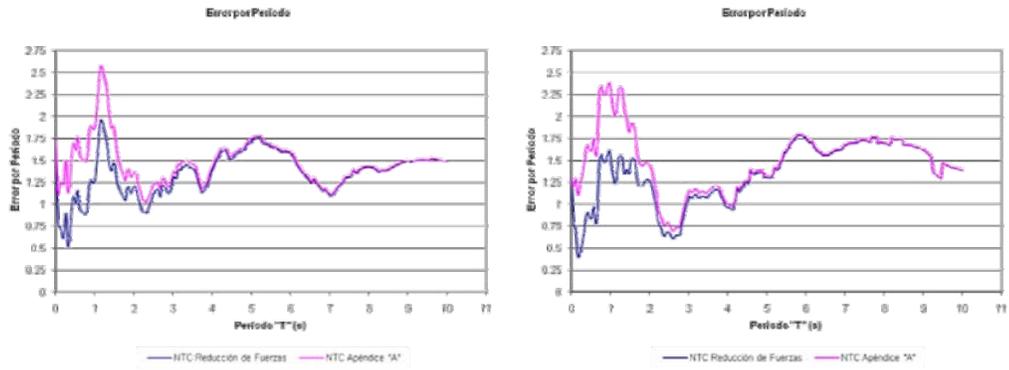
**Figura VII.24 Estación CUP59802.031 componentes EW y NS**



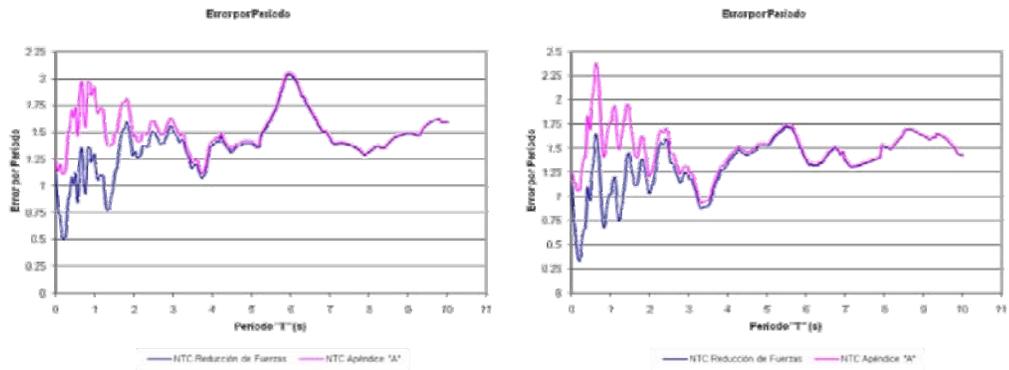
**Figura VII.25 Estación MEZO9802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.26 Estación TE079802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.27 Estación TP139802.031 componentes EW y NS**



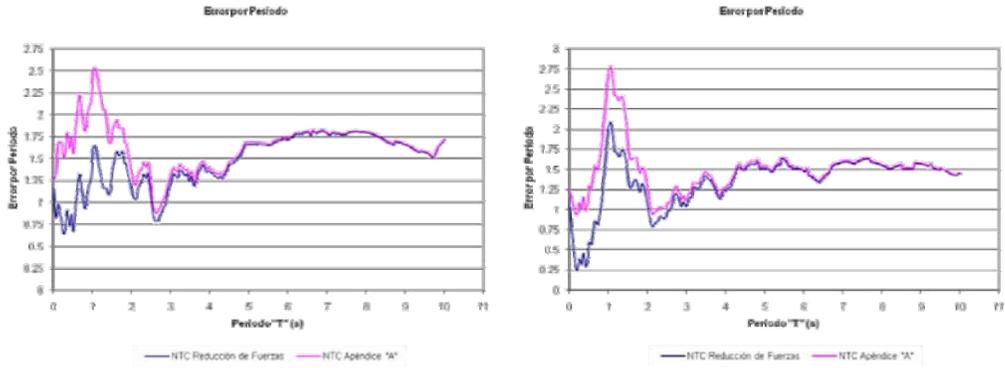
**Figura VII.28 Estación UI219802.031 componentes EW y NS**

**Sismo del 3 de febrero de 1998**

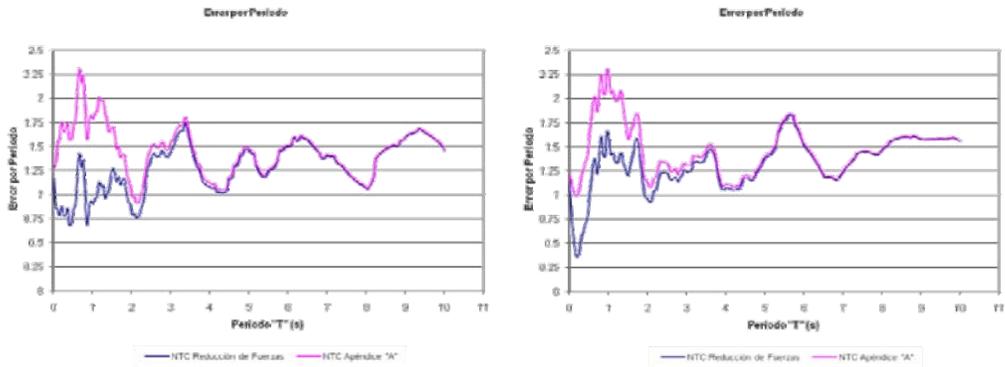
**Magnitud 6.4**

**Terreno de Transición**

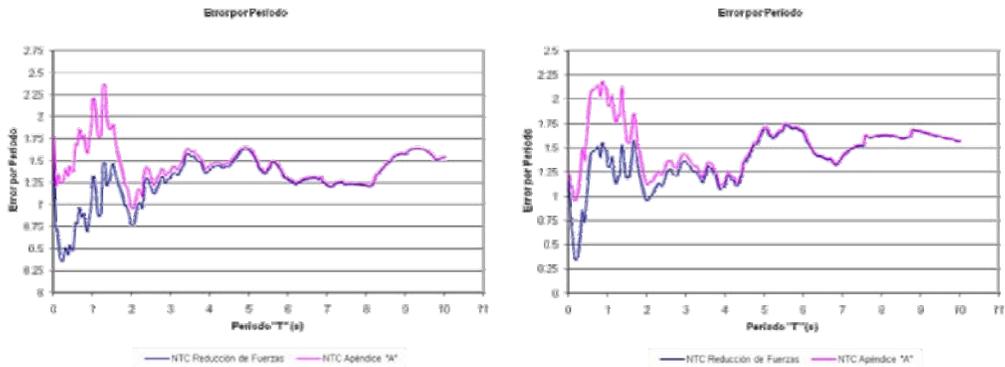




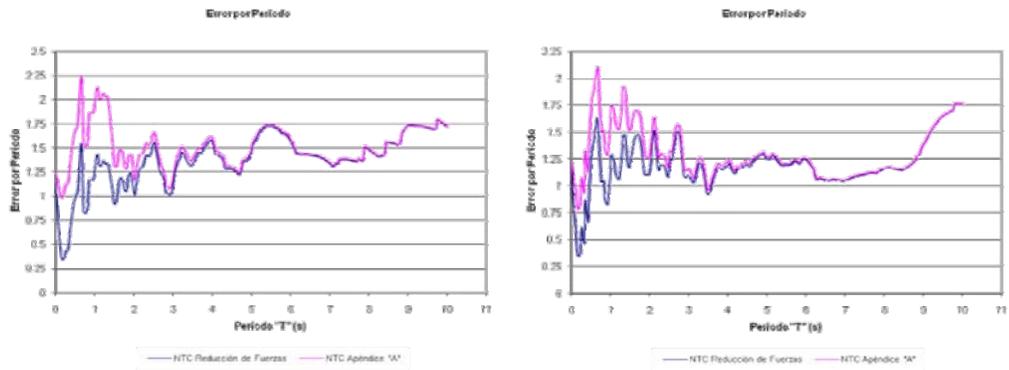
**Figura VII.29 Estación AO249802.031 componentes EW y NS**



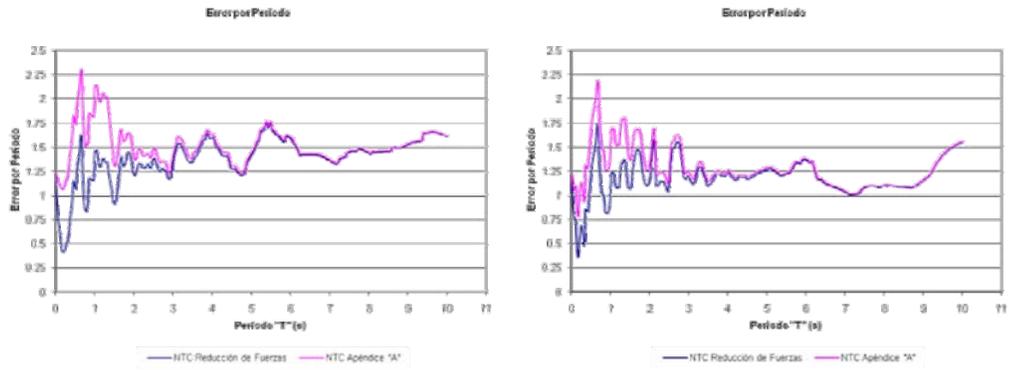
**Figura VII.30 Estación AU469802.031 componentes EW y NS**



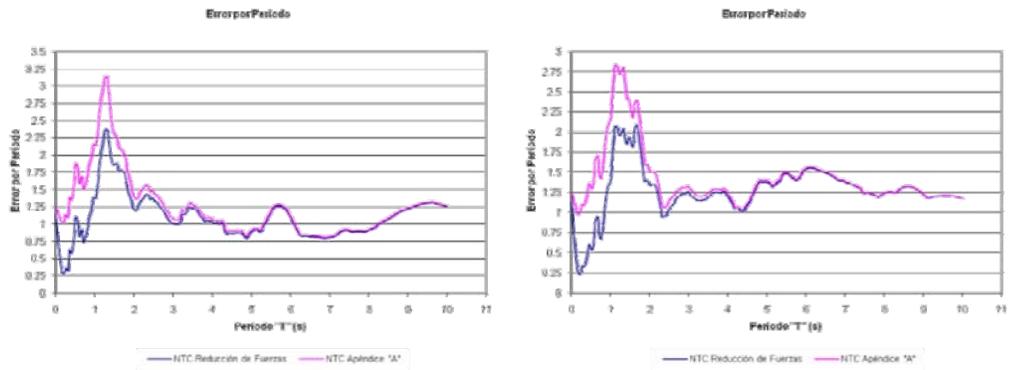
**Figura VII.31 Estación CO479802.031 componentes EW y NS**



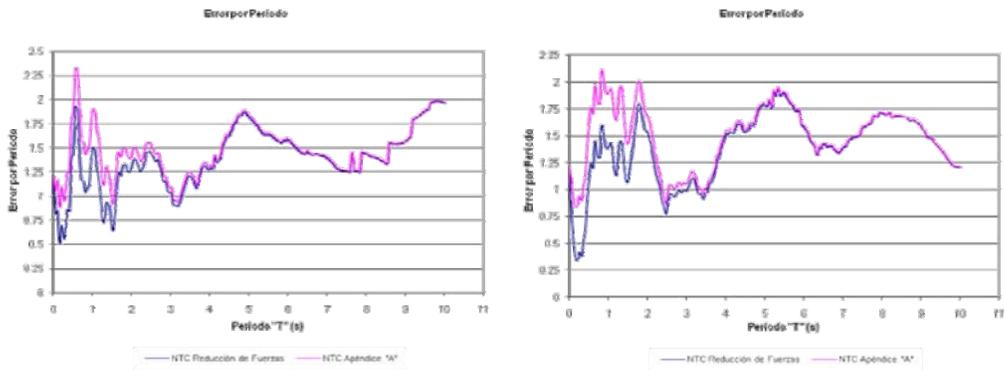
**Figura VII.32 Estación COY19802.031 componentes EW y NS**



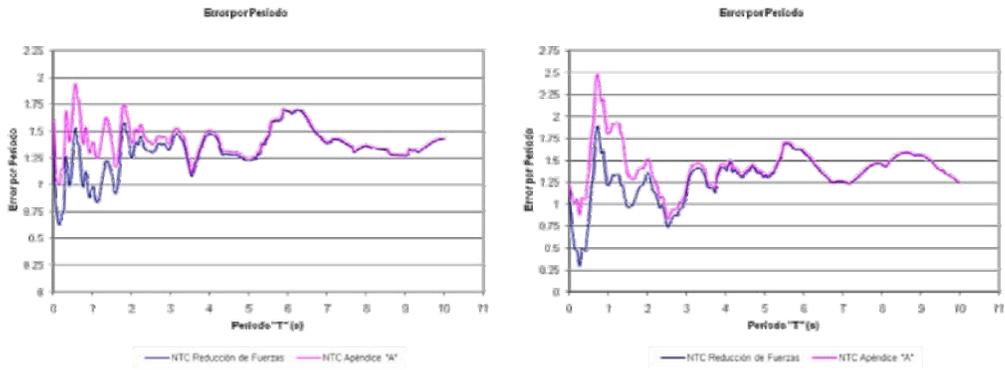
**Figura VII.33 Estación COYS9802.031 componentes EW y NS**



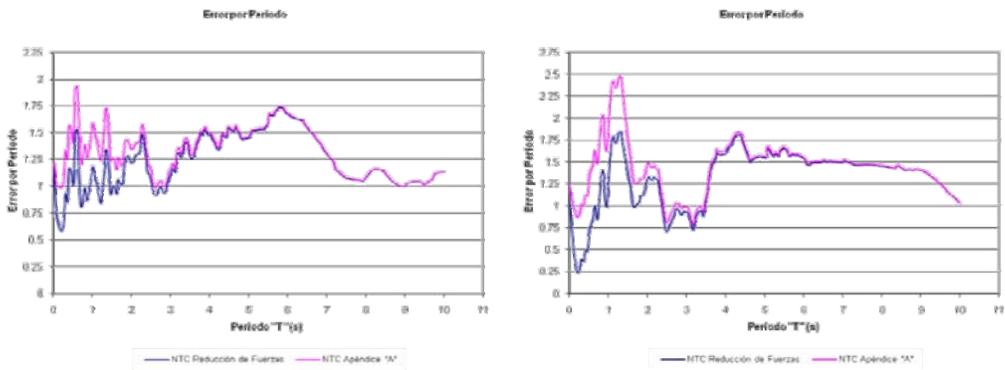
**Figura VII.34 Estación DFRO9802.031 componentes EW y NS**



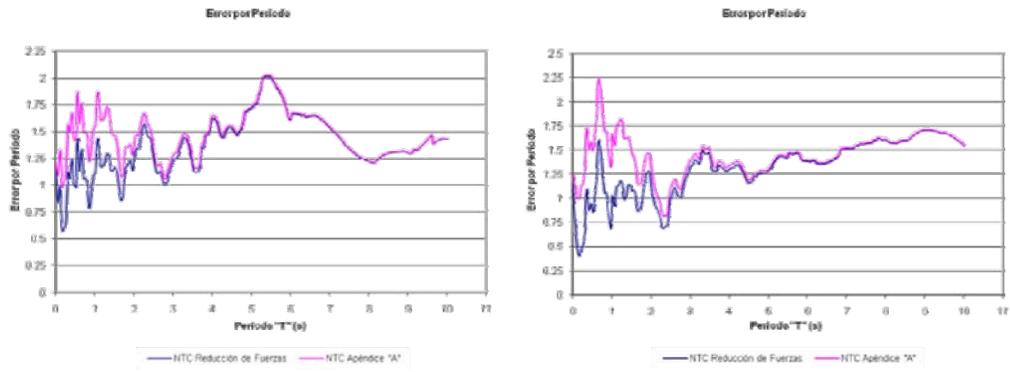
**Figura VII.35 Estación DR169802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.36 Estación GR279802.031 componentes EW y NS**



**Figura VII.37 Estación ME529802.031 componentes EW y NS**



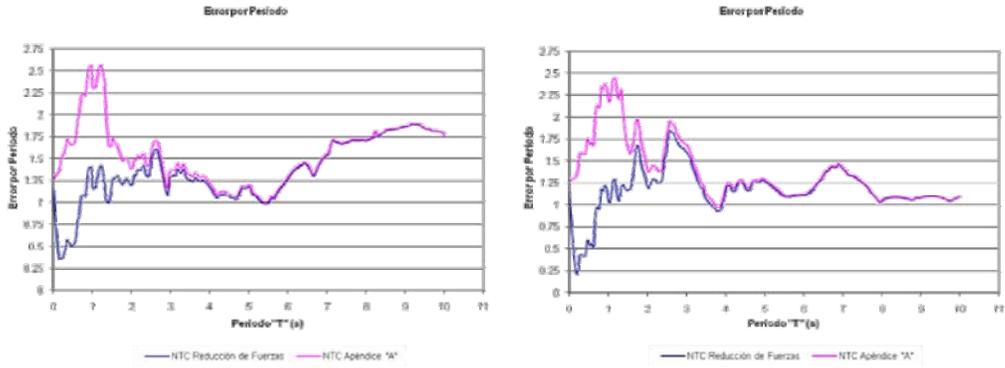
**Figura VII.38 Estación MT509802.031 componentes EW y NS**

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

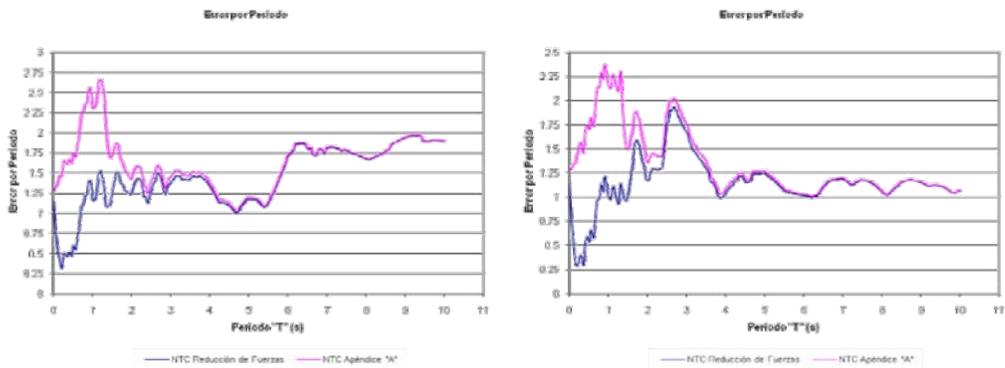
**Magnitud 8.1**

**Terreno Firme**

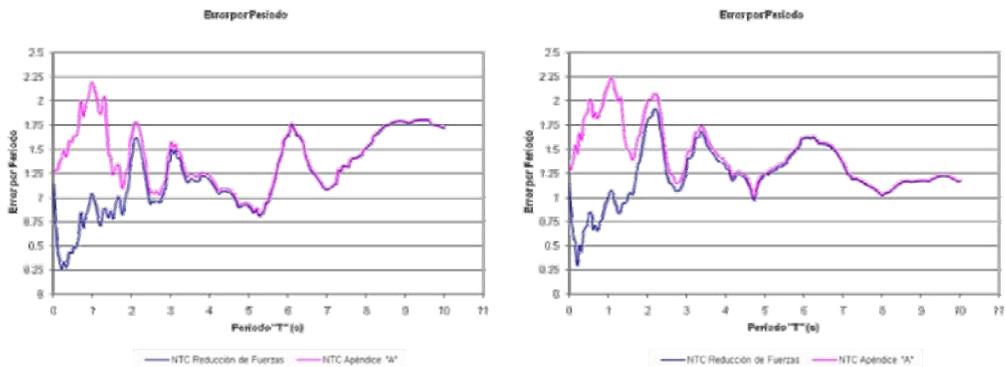




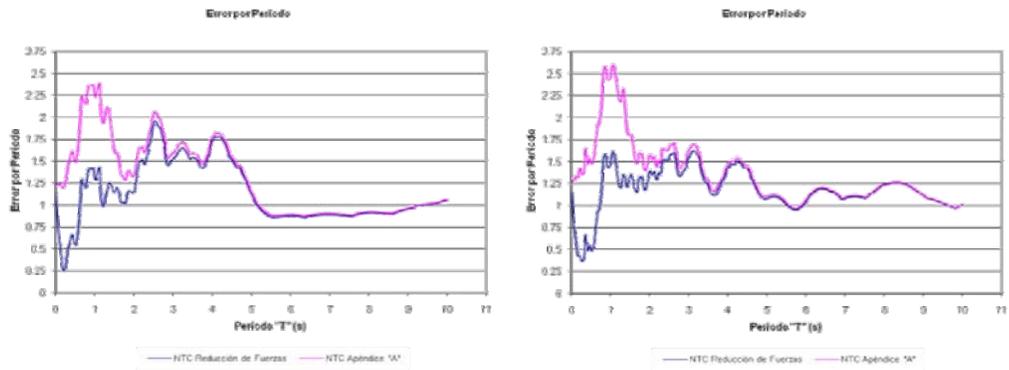
**Figura VII.39 Estación CU018509.191 componentes EW y NS**



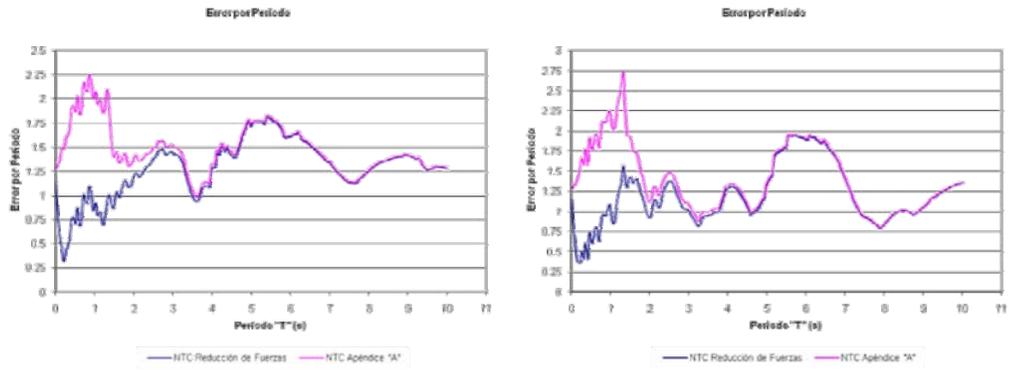
**Figura VII.40 Estación CUIP8509.191 componentes EW y NS**



**Figura VII.41 Estación CUMV8509.191 componentes EW y NS**



**Figura VII.42 Estación MADI8509.191 componentes EW y NS**



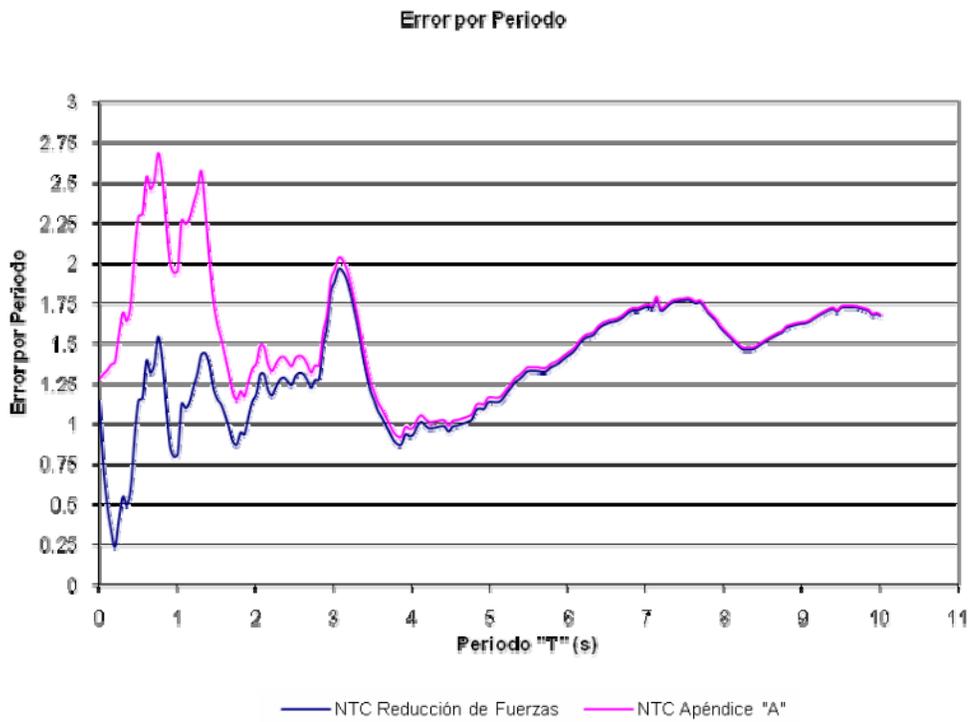
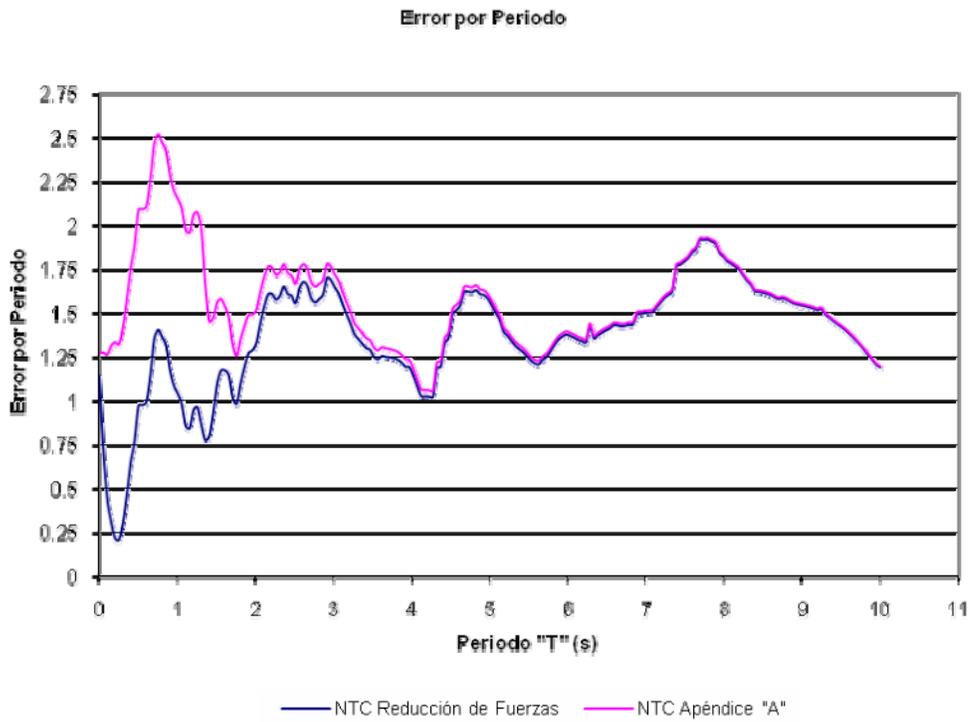
**Figura VII.43 Estación TACY8509.191 componentes EW y NS**

**Sismo del 19 de septiembre de 1985**

**Magnitud 8.1**

**Terreno de Transición**





**Figura VII.44 Estación SXVI8509.191 componentes EW y NS**